



TITLE:

コンクリート合成はりに関する研究(Dissertation_全文)

AUTHOR(S):

小林, 和夫

CITATION:

小林, 和夫. コンクリート合成はりに関する研究. 京都大学, 1973, 工学博士

ISSUE DATE:

1973-07-23

URL:

<https://doi.org/10.14989/doctor.r2351>

RIGHT:

コンクリート合成はりに関する研究

小 林 和 夫

コンクリート合成はりに関する研究

小 林 和 夫

序

コンクリート構造における近年の著しい特色の一つとして、プレキャスト部材の利用があげられる。これは本来急速施工の要求から生まれたものであるが、これと同時に工場でのゆきとどいた品質管理のもとですぐれた製品がえられること、あるいはその利用によってもたらされる経済的効果もみのがすことができないであろう。

プレキャスト部材の有するこのような利点を有効に発揮させるためには、それを利用した構造物の設計にあたって、その力学的特性を十分に把握しておくことが最も重要であるのはいうまでもない。この点を十分に認識しないと予期せぬ欠陥があらわれ、プレキャスト部材の使用がかえってマイナスになることすらあるものである。

本研究は、これらの点にかんがみてプレキャスト部材を利用した構造について述べたものであって、プレキャスト部材に現場でコンクリートを打継いだ合成はりを主としてとりあげ、これと同時にプレキャスト部材を相互に接合したはり構造についても若干触れるとともに、それらの設計上の諸問題を論じたものである。

本研究を実施するにあたって、著者にこの研究テーマを下さった恩師・京都大学教授岡田清博士ならびに岐阜大学教授大庭文彦博士の両先生に、今日まで終始変らず暖かい御指導を賜りましたことを衷心より厚く御礼申し上げます。本研究が今後のこの方面の研究の進歩の一助になるところがあるとすれば、この上もなく喜びとするところであり、ひとえに両先生の御指導・御教示の賜である。

また、研究の途上数々の有益な助言と激励をいただきました鳥取大学西林新蔵先生、京都大学小柳治先生、神戸大学藤井学先生その他諸先生、諸先輩にこゝに深く御礼申し上げます。

さらに、本研究を遂行するにあたって実験その他に多大の御尽力をいただいた岐阜大学工学部コンクリート研究室、ならびに京都大学工学部コンクリート研究室の諸氏、また材料の入手その他に御配慮をいただいた関係各位にこゝに心より深く感謝の意を表する次第である。

昭和48年2月

小林和夫

目 次

緒論	1
1 章 序論	1
2 章 本論文の概要	3
第1編 概論	7
1 章 打継面の付着強度	7
2 章 単純合成はり	12
3 章 連続合成はり	16
4 章 フレキャスト材相互をワレストレスによって接合した構造	19
5 章 合成はりにおける乾燥収縮とクリープについて	21
(文献)	23
第2編 合成はりの一体性に関する研究	39
1 章 概説	39
2 章 合成はりの合成挙動に関する考察	41
3 章 合成はりのずれ破壊耐力	69
4 章 合成はりへの樹脂接着剤の利用について	75
5 章 結論	81
(文献)	84
第3編 軽量コンクリートを打継いだ合成はりに関する研究	115
1 章 概説	115
2 章 R C合成はり	117
3 章 グラウトを実施したP C合成はり	130
4 章 グラウトを実施しないP C合成はり	141
5 章 結論	152
(文献)	154

第4編	P C ロッドを埋め込んだ合成断面の力学的特性に関する研究	1 8 1
1 章	概説	1 8 1
2 章	P C ロッドを用いた合成断面の曲げおよび変形特性の解析法	1 8 2
3 章	載荷試験	1 8 6
4 章	結論	2 0 0
	(文献)	2 0 1
第5編	プレキャストコンクリートを利用した連続合成はりに関する研究	2 1 7
1 章	概説	2 1 7
2 章	無応力筋の配置による方法（普通コンクリートを打継いだ場合）	2 1 8
1	中間支点部の基礎的特性	2 1 8
2	連続合成はりの力学的特性	2 2 1
3 章	無応力筋の配置による方法（軽量コンクリートを打継いだ場合）	2 3 1
4 章	P C ロッドの配置による方法	2 4 0
5 章	結論	2 5 3
	(文献)	2 5 5
第6編	プレキャストコンクリートの接合に関する研究	2 8 7
1 章	概説	2 8 7
2 章	プレストレスにより接合した部材の曲げおよびせん断特性	2 8 8
3 章	プレストレスによって接合した連続はり	3 0 0
4 章	樹脂接着剤を利用した1接合方法	3 0 8
5 章	結論	3 1 7
	(文献)	3 1 9
第7編	合成はりにおける乾燥収縮とクリープに関する研究	3 3 5
1 章	概説	3 3 5
2 章	拘束応力と反り変形の弾性的解法	3 3 7
3 章	クリープを考慮した拘束応力の解法	3 4 4
4 章	単純合成はりの拘束応力に関する試験	3 4 8
1	普通コンクリートを打継いだ場合	3 4 8

2 膨張コンクリートを打継いだ場合	3 5 0
5 章 連続合成はりの2次的不静定モーメント	3 5 7
6 章 結論	3 6 6
(文献)	3 6 8
第8編 結論	3 9 1

緒 論

1 章 序 論

コンクリート構造において、プレキャストコンクリート部材の利用が著しく増大している現状にある。プレキャストコンクリートの利点は、工場での行きとどいた管理のもとで、安定した品質のものが多量にえられることにある。

プレキャスト部材は所定位置でプレストレスなどによって相互に接合して組立構造とすることが可能であるから、急速施工を目的として利用されることが多いようである。この他に、工事用地や労務費の軽減など経済的な利点も多いとされている。

これに対して、プレキャストPC材を現場で架設し、これを断面の一部として残りの部分を打継いで合成断面の型式としたPC合成はりや合成床版も広く採用されている。これは急速施工を目的としたものではないが、プレキャストPC材の本来の特性を十分に活かしたものである。すなわち、現場での作業が著しく簡単となること、断面の引張領域のみをPC構造とすることができ、しかも打継部はプレキャスト部との付着がそこなわれない限りにおいてさほど高品質のコンクリートを用いなくともよいことなど施工、構造上から生ずる経済的な利点を有するものである。しかし、連続はりのように正と負のモーメント域が存在する時には利用しにくい欠点がある。

以上のような組立構造ならびに合成断面型式の構造では、それぞれプレキャスト材間、プレキャスト部材と打継部との継目が最も大きな問題となる。継目における一体性の低下は構造全体の力学的機能の低下を招くものである。

さらに、合成断面ではプレキャスト部と打継部間で通常乾燥収縮ひずみやクリープひずみが異なるので、拘束応力や反り変形が誘起される。これはひびわれ耐力を低下させると同時に、不静定構造では2次的に不静定モーメントが発生する危険も存在する。

今述べた問題点についてはまだ不明の点も多く、これらに関する既往の実験結果と理論式も設計上の基礎資料としては十分とはいえないようである。

本研究は、プレキャストコンクリート部材を利用したこの種の構造物として主としてコンクリート合成はりを取りあげ、設計上の問題点を実験的に検討すると同時に、理論的解析を行なうにあたって注意すべき諸点を論じたものである。さらに、プレキャスト部材相互を接合した構造における接合方法とその力学的性状について若干の実験的研究を行ない、その問題点を検討している。

なお、本研究では以上のように、プレキャスト部材に現場でコンクリートを打継いで合成断面の型式とした合成はり、プレキャスト部材相互を接合した構造を取りあげている。両者を区別するために本論文では、前者については“打継ぎ”という術語を用い、プレキャスト部と現場打ちコ

ンクリートの継目を“打継面”とし、はりの材軸に平行なものを“水平打継面”（単に打継面といえは水平打継面をさす）、直角なものを“鉛直打継面”という。

一方、後者については“接合”という術語を用い、フレキャスト部材間に充填する目地とフレキャスト部との継目を“接合面”ということにする。

2 章 本論文の概要

本論文は、合成はりの打継面ならびにプレキャスト部材相互を接合した構造の接合面の特性、合成はりの曲げと変形特性、プレキャスト部材の連続はりへの利用に関する問題、および合成はりにおける乾燥収縮とクリープに関する問題を論じたもので、以下の8編より成る。

第1編では、合成はりについて、打継面の付着特性、曲げ特性、変形特性および疲労特性に関する研究、および乾燥収縮とクリープひずみによる拘束応力と反り変形に関する従来の報告を述べた。つぎに、プレキャスト部材相互を接合した構造の継手法とその効果に関する従来の報告を取りまとめ、以上の問題点を明らかにし本論文の目的を述べたものである。

第2編は合成はりの打継面における付着特性と一体性について論じたものである。合成はりでは打継面の処理と補強が十分でないと、荷重の増加につれてずれが著しくなり一体性が次第に損なわれ、ずれ破壊を起すこともある。したがって、合成はりの設計上、打継面でのずれ量とせん断応力、さらにずれ破壊耐力を把握しておくことはきわめて重要である。

本編ではまず、ずれを考慮したせん断応力の計算式を求めた結果について述べる。つぎに、打継面の処理、打継ぎコンクリート等を種々に変化させた合成はりに対して載荷試験を実施して、その結果に基づいてずれ量、せん断応力、たわみなどを考察している。さらに、上記の計算式を用いてこれらを解析した結果について述べ、これと同時に現行の設計公式の適用範囲を検討している。

さらに、合成はりに特有の破壊型式である打継面のずれ破壊（付着破壊）に着目して、上記の計算式を応用した解析方法について述べ、種々の試験結果と比較検討している。

また、現在のコンクリート工事用樹脂接着剤の普及にかんがみ、合成はりの打継面にこれを利用した場合の使用上の問題点について若干の考察を試みている。

第3編は、普通コンクリートからなるプレキャスト部に軽量コンクリートを打継いだ合成はりを取りあげ、その曲げおよび変形特性を論じたものである。

まず、既往の研究結果に基づいて軽量コンクリートと普通コンクリート間の物性上ならびに構造上の相異点を挙げ、両コンクリートを併用したこの種の合成断面の目的と意義について概説的に述べている。

つぎに、両コンクリートから構成されたRCならびにPC合成断面のひびわれ耐力、ひびわれの発達状況、破壊耐力、曲げ応力、変形特性などに関して一連の実験的研究を行なった結果と設計上の注意点を詳述している。

第4編は、現場打ちコンクリート内にPCロッド（プレキャストPC材）を埋込んだ合成断面の曲げ特性を検討したものである。PCロッドのこのような利用は、連続はりのように正、負モーメ

ント域が存在するような構造に適用されにくいP C合成断面型式の欠点を改善する1つの試みを目的とするものである。

こゝでは、まずこの種の合成断面の解析についての筆者の基本的考えを明らかにし、P Cロッド部と現場打ち部コンクリートの特性を考慮に入れた計算法を提案している。

つぎに、P Cロッドの断面の大きさ、プレストレスの量、配置ならびに現場打ちコンクリートの種類を種々変化させた合成断面について、曲げびびわれ耐力、破壊耐力、応力ならびに変形特性などを曲げ試験の結果にもとづいて考察し、上記の方法で解析した結果を詳述している。

第5編は、プレキャストコンクリートを利用した連続合成はりについて、基礎的な研究を行なった結果を述べたものである。

本編では、現場打ち部のコンクリートに引張応力を発生させる負のモーメントに抵抗させる方法として、まず2章と3章では鉄筋を配置してR C断面とする方法を取りあげている。2章は、水平打継面のほかに、中間支点部に鉛直打継面を有する連続合成はりの基礎的性状を検討したものである。また、3章では、連続合成はりの自重の軽減を主目的として、打継部に軽量コンクリートの使用を試みている。プレキャスト部と打継部の間でコンクリートの特性が著しく相異なるこのような連続はりの挙動について検討したものである。

さらに、4章ではもう1つの方法として、現場打ち部内にP Cロッドを配置することによって負のモーメントに抵抗させる方法について考察を行ない、その効果を検討している。

以上の各々の場合に対して2スパンの連続はりの載荷試験を実施して、たわみ、スパン上のモーメントの分布、びびわれの発達状況ならびに破壊耐力などに関して実験的研究を行なった結果を詳述するとともに、一体連続はりに対する理論的解析法の連続合成はりへの適用性を論じている。

第6編では、プレキャストコンクリート部材相互を接合した構造の設計上の問題を述べている。

まず、2章と3章では接合方法として、コンクリートまたはモルタル目地を介してホステン式プレストレスで圧着する方法を取扱っている。このうち、2章は目地材の種類、圧着プレストレスの量ならびにスターラップ筋を変化させた単純はりに対して曲げ試験とせん断試験を実施して、これらと接合面の曲げびびわれ耐力、斜びびわれ耐力、破壊耐力などの関係について考察し、設計上の注意点を指摘している。一方、3章では2章と同様の方法で作製した連続はりに対して、接合面の位置ならびにプレストレスの量と力学的特性の関係について一体はりとの比較の上に検討し、さらにスターラップ筋の効果について考察を加えている。

つぎに、4章では樹脂接着剤を利用した1つの接合方法として、本体部のプレキャストR C材を軸方向に鉛直面で接着した後に、接合用のR Cブロックを本体部の引張縁に沿わせて接着し、これによって本体部間の鉛直接合面の曲げモーメントをとらせる方法を試み、その接合効果を検討して

いる。

第7編は、合成はりのプレキャスト部と打継部間での乾燥収縮ならびにクリープひずみ差によってもたらされる拘束応力と反り変形について論じたものである。

まず、単純合成はりの拘束応力と反り変形の弾性的解法として有限要素法を適用して、従来の弾性計算式によるものと比較検討している。

さらに、これらの解法にあたってコンクリートの弾性係数の時間的变化とクリープの取扱いの問題について、数値計算ならびに試験の結果にもとづいて考察を加えている。

つぎに、連続合成はりでは中間支点で反り変形が拘束されるので2次の不静定モーメントが生ずるが、この一般的な解法を提案して既往の試験結果ならびに近似解法と比較した結果について述べている。これと同時に、種々の条件下で数値計算を行ない、連続合成はりにおける乾燥収縮とクリープについての設計上の注意点を示している。

第8編は、第1編から7編までの結果を系統的に取りまとめて考察し、合成はりならびにプレキャスト部材相互を接合したはりの設計上注意すべき諸点を示して本論文のまとめとしたものである。

第1編 概 論

以下に本論文の内容に関する各研究者の既往の研究結果について述べることにする。

1 章 打 継 面 の 付 着 強 度

打継面における新旧コンクリート間の付着強度を求める方法として従来、引張試験（割裂試験、¹⁾²⁾³⁾⁴⁾⁵⁾純引張試験）または曲げ試験が行なわれることが多いようである。例えば各研究者の試験結果は表1-1のようである。

表 1-1 打 継 面 の 付 着 強 度

(1) 国 分

	処 理 方 法	引張強度百分率 [*] (%)
水 平 打 継 ぎ	レイタンスを取り除いた場合	4 5
	打継面を約 1 mm 削った場合	7 7
	打継面を約 1 mm 削り、セメントペーストを塗った場合	9 3
	打継面を約 1 mm 削り、セメントモルタルを塗った場合	9 6
	打継面を約 1 mm 削り、セメントペーストを塗って打継ぎ、約 3 時間後に再振動した場合	1 0 0
鉛 直 打 継 ぎ	打継面を水で洗った場合	6 0
	打継面へモルタルまたはペーストを塗った場合	8 0
	打継面を約 1 mm 削り、セメントペーストまたはモルタルを塗った場合	8 5
	打継面を凹凹に削り、セメントペーストを塗った場合	9 0
	打継面へモルタルまたはペーストを塗って打継ぎ、コンクリートがプラスチックになりうる最も遅い時期に再振動した場合	1 0 0

* 打継面のない場合の引張強度（割裂試験）を100とする

(2) 坂，六車，富永

供試体	打継面の乾湿状態	圧縮強度 (N/cm^2)		引張強度* (N/cm^2)		打継面の引張強度(N/cm^2)		比 率	
		本体コンクリート	打ち継ぎコンクリート	本体コンクリート	打ち継ぎコンクリート	実験値	平均	打継面の引張強度 本体コンクリートの引張強度係数	打継面の引張強度 打ち継ぎコンクリートの引張強度
\bar{f}_a 1 2	湿润	410	299	27.5	26.3	10.3 14.3	12.3	0.45	0.47
\bar{f}_a 3 4	湿润	410	357	27.5	27.4	9.9 9.3	9.6	0.35	0.35
\bar{f}_a 5 6	湿润	393	390	30.6	30.3	9.0 12.1	10.6	0.35	0.35
\bar{f}_a 7 8	乾燥	393	390	30.6	30.3	16.7 10.6	13.7	0.45	0.45

* 割裂試験による。

(3) 木 沢

(i) 鉛直打継面 ぎ

打継面の処理状況	引張り試験 (割裂試験)		曲げ試験	
	引張強度 (kg/cm^2)	引張強度比	曲げ強度 (kg/cm^2)	曲げ強度比
無 打 ち 継 ぎ 並 は だ	20.5	100	43.0	100
	9.9	48	21.5	50
水で洗って打ち継ぎ 水洗い，セメントペーストをぬって打ち継ぎ 水洗い，モルタルをぬって打ち継ぎ	10.9	53	23.6	55
	13.8	67	29.2	68
	14.4	70	30.1	70
ブラッシング，水洗い打ち継ぎ ブラッシング，水洗い，セメントペーストをぬり打ち継ぎ ブラッシング，水洗い，モルタルをぬって打ち継ぎ	12.3	60	26.2	61
	16.2	79	34.4	80
	16.8	82	35.3	82
はつ(斫)り，水洗い，打ち継ぎ はつり，水洗い，セメントペーストをぬって打ち継ぎ はつり，水洗い，モルタルをぬって打ち継ぎ	12.5	61	27.0	63
	16.4	80	35.3	82
	17.6	83	36.5	85

(備考) 調合比 1 : 2.26 : 3.40, $w/c=55\%$, スランプ 15 cm

打ち継ぎ期間 4 週，材令 4 週

(ii) 水平打継ぎ

打継面の処理状況	引張り試験 (割裂試験)		曲げ試験	
	引張強度 (kg/cm^2)	引張 強度 比	曲げ強度 (kg/cm^2)	曲げ 強度 比
無 打 き 継 ぎ 並 は だ	20.5	100	43.0	100
	10.8	53	28.0	65
水で洗って打ち継ぎ	12.5	61	28.4	66
水洗い, セメントペーストをぬって打ち継ぎ	14.4	70	32.2	75
水洗い, モルタルをぬって打ち継ぎ	15.4	75	33.0	77
ブラッシング, 水洗いして打ち継ぎ	14.0	68	30.1	70
ブラッシング, 水洗い, セメントペーストをぬって打ち継ぎ	17.4	85	37.9	88
ブラッシング, 水洗い, モルタルをぬって打ち継ぎ	17.8	87	38.7	90
はつり, 水洗いして打ち継ぎ	14.4	70	30.8	72
はつり, 水洗い, セメントペーストをぬって打ち継ぎ	18.0	88	38.8	90
はつり, 水洗い, モルタルをぬって打ち継ぎ	18.4	90	39.6	92

(備考) 調合比 1 : 2.26 : 3.40, $w/c = 55\%$, スランプ 15 cm

打ち継ぎ期間 4 週, 材令 4 週

(4) G. Robinson

(5) W. Humm

打ち継ぎ時の本体コンクリート材令	7 日	7 日	
打継面の処理	打継面を洗浄し凹凸をつくる。鉛直打ち継ぎ	打継面にはなにも塗布しない。水平打ち継ぎ	
実 験 方 法	曲げ試験	曲げ試験	
試験時本体コンクリートの材令	35日	14日	35日
打継面のないものの引張り強度 (kg/cm^2)	23.0	39.1	41.3
打継面の引張り強度 (kg/cm^2)	8.8	18.1	25.4
打継面の引張り強度 打継面のないものの引張り強度	0.38	0.46	0.61

試験条件, 打継面の処理, 配合等によって各研究者間の結果に変動があるが, 表-1-1からおおむね次のことがいえるであろう。

打継面の引張付着強度は, 旧コンクリート面のレイタンスを除去しない打放しの状態では一体ものの50%以下に低下すること, ブラッシングと水洗でレイタンスを除去した場合は(40~60)%, さらにフラッシングと水洗でレイタンスを除去した後にセメントペーストまたはモルタルを塗布して打継ぐ場合は一体ものの80%以上の付着強度が期待できるようである。また, 打継方向としては 鉛

直打継ぎでは水平打継ぎに較べて付着強度が10%程度低下するが、前者ではセメントペーストが下方に流れ落ち、ブリージング等が原因しているためと考えられる。

しかし、コンクリート合成はりでは、付着強度として打継面に沿ってせん断応力が作用する状態での強度が重要である。これを調べる方法として、Push-off Test（押抜き試験）と呼ばれる試験が採用されている。これは一面せん断試験の一種であって、各研究者の方法は図-1-1に示すとおりである。この試験における打継面の応力状態は合成はりのそれとは同一とはいえないが、比較的簡単な方法ではりの合成効果に対する打継面の性質を調べる上に有用とされている。

これについては、多くの研究報告があるが、コンクリートの品質（圧縮強度で示す）⁶⁾⁷⁾⁸⁾⁹⁾にかなりの相異があるため、打継面のせん断強度について普遍的な結論を得ることにはまだ無理があると思われる。

そこで、まず、シアーコネクター（ずれ止め鉄筋）の無い場合に対して、打継面のせん断強度（ τ_{\max} ）と打継ぎコンクリートの圧縮強度（ σ_{c1} ）の関係を調べるために両者の関係をプロットしたのが図-1-2である。その結果、打継面に粗骨材が露出する程度の凹凸を有する粗な場合の両者の関係は、

$$\tau_{\max} = 0.12 \times \sigma_{c1} \quad (1-1)$$

なる直線式で表わしうるようである。打継面をコンクリート仕上げした平滑な場合は、同図のようにバラツキがあるが、せん断強度が粗な場合の1/2程度に低下するのでこのようなことはさけるのが望ましい。

つぎに、シアーコネクター筋の効果については、Birkeland¹⁰⁾はせん断破壊面に対してシアーコネクター筋は $A_s \sigma_{sy} \tan \theta$ なる摩擦力を与えることによってせん断力を伝達すること、すなわちシアーコネクター筋を配置した打継面のせん断強度 τ_{\max} を $P_s \sigma_{sy} \tan \theta$ で与えている。

ここに、 A_s ：シアーコネクター筋の全断面積

σ_{sy} ： “ 降伏点

P_s ：シアーコネクター筋比（ A_s の全打継面積に対する比）

$\tan \theta$ ：せん断破壊面のまさつ角

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{一体断面} : \tan \theta = 1.7 \\ \text{合成断面} : \tan \theta = 1.4 \\ \text{絶縁断面}^* : \tan \theta = 0.8 \sim 1.0 \end{array} \right.$$

（* グリスなどを塗って打継面の付着をなくしたもの）

Birkelandの考え方では、打継面のせん断強度はコンクリートの強度に無関係として取扱い、しかもシアーコネクターの無い場合は $\tau_{\max} = 0$ となり種々の実験結果から判断しても実状にそぐわない面がある。一方、Mattock¹¹⁾はシアーコネクターの効果についてはBirkelandと同一の仮

説に立ち、Push-off試験による打継面のせん断強度をZia の破壊勾絡線を用いて求める Shear-Friction Theory を提案し、 τ_{\max} はコンクリートの強度と $P_s \sigma_{sy}$ の関数で表わしうるとしている。

こゝでは、シアーコネクタの効果について、Mattockの仮説にもとづきシアーコネクタの無い場合に対する式(1-1)とも関連づけるために $\tau_{\max}/\sigma_{cl} \sim P_s \sigma_{sy}$ の形で実験結果を整理したものが図-1-3である。同図から、シアーコネクタ筋を有する場合を含めて、打継面が粗な場合のせん断強度は、

$$\begin{aligned} \tau_{\max}/\sigma_{cl} &= 0.12 + 0.001 P_s \sigma_{sy} \quad \text{すなわち、} \\ \tau_{\max} &= 0.12 \times \sigma_{cl} + 0.001 \times \sigma_{cl} P_s \sigma_{sy} \quad (1-2) \end{aligned}$$

で表わせる。

なお、押抜き試験の詳細は第2編・2章で述べる。

2 章 単純合成はり

1 打継面のせん断特性

単純合成はりに対する載荷試験の結果から求められた打継面のずれ量とせん断強度については、以下の特性が認められている。

なお、打継面に生ずるずれ量は、通常フランジ部（打継部）下縁とウェブ部（プレキャスト部）上縁の相対変位をダイヤルゲージで測定することによって求められているものである。一方、ずれ破壊時（打継面の付着破壊時）の終局せん断強度 τ_{\max} は、従来破壊時のせん断力からずれを無視したせん断応力計算式（第2編の式（2-1））を用いて算定されている。

まず、打継面に生ずるずれ量は支点や載荷点直下では小さく、支点とそれに最も近い載荷点間の⁶⁾⁹⁾は、中央部で最大となる不均一分布を呈するようである。また、この位置に生ずる最大のずれ量がある限界値に達すると、断面剛度の低下をきたしたわみの著しい増大を招くなど、一体性が著しく損なわれることが認められていく。しかし、この限界値については各研究者の結果に相異があつて⁶⁾⁹⁾明確でないが、打継部コンクリートの圧縮強度が200～300 kg/cm^2 の範囲では $50 \times 10^{-3}\text{mm}$ 程度である。しかし、コンクリート合成はりのずれ量を理論的に求める方法は現在のところ報告されていないようである。

一方、合成はりの打継面のせん断強度 τ_{\max} については、次のような実験式がえられている。

$$\tau_{\max}^{12)} = \frac{2700}{x+5} + 300 \text{Ps} \left(\frac{33-x}{x^2+6x+5} \right) \quad (\text{psi}) \quad (1-3)$$

$$\tau_{\max}^{13)} = 0.046 c_1 + 24 + 160 \text{Ps} \quad (\text{kg}/\text{cm}^2) \quad (1-4)$$

式（1-3）は打継部コンクリートの圧縮強度が（200～250） kg/cm^2 に対するものである。これによるとせん断強度はシアークネクター筋比 Ps と載荷条件 $X = a/d$ （せん断スパン長の有効高さに対する比）の関数で、とくに $a/d < 2$ のときには $a/d > 2$ に較べて τ_{\max} が増大するという実験結果が考慮されている。この式では、打継面の凹凸の影響が含まれていないが、Ps と X が大きくなるとこの影響は少なくなると報告されている。しかし、Ps と X がある程度大きくなると曲げ破壊が先行するので、この点の説明は十分でないと考えられる。

なお、打継部コンクリートの強度が（250～300） kg/cm^2 で、木ゴテ仕上げの打継面を有する合成はりに対して、⁹⁾ $a/d > 2$ 以上では比較的良く一致したという結果もある。

また、式（1-4）は打継部コンクリートの強度が（250～450） kg/cm^2 、打継面に粗骨材の最大寸法（15mm）の $\frac{1}{2}$ 程度の凹凸を設けた場合の実験式である。この式による τ_{\max} は前章の押抜き試験からえられた式（1-2）の τ_{\max} に較べて、打継部コンクリート強度の影響がかなり小さいよう

である。この場合は、シアークネクター筋比1%につき τ_{max} が $16 \frac{kg}{cm^2}$ 増加することを示している。

このほかに、打継面が木ゴテ仕上げの場合に対して、シアークネクター筋比1%につき τ_{max} が $(15 \sim 23) \frac{kg}{cm^2}$ 増加したという報告⁹⁾がある。

上記のせん断強度 τ_{max} はいづれもずれを無視した計算式から求められたものである。しかし、著しいずれが生じているずれ破壊時にこの計算式がどの程度に適用しうるかに問題が残る。この点に関しては本論文の第2編で詳細に検討している。

合成はりの設計では、ずれを無視して求めた打継面のせん断応力が表-1-2¹⁴⁾¹⁵⁾に示す許容応力内におさまるよう、断面とシアークネクター筋の量を決定しておけばずれ破壊に対して十分に大きい安全度がえられるとされている。

表-1-2 打継面の許容せん断応力

打継面の状態	プレストレストコンクリート 道路橋示方書 (日本道路協会)	ACI Building Code (1963)
打継面が滑らかな時 (レイトンス除去)	$5 \frac{kg}{cm^2}$	$2.8 \frac{kg}{cm^2}$ (下記1)のシアークネク ターを配置)
打継面に粗骨材を露 出させて粗にした時 (レイトンス除去)	$10 \frac{kg}{cm^2}$	$2.8 \frac{kg}{cm^2}$ (シアークネクター無) $11.2 \frac{kg}{cm^2}$ (下記1)のシアークネク ターを配置)
備 考	1) 打継面積に対して最小0.15% のシアークネクターを配置す ること、ただしその間隔は50 cm以下とすること 2) 上記1)のほかにシアークネク ターを配置するときは、その 1%の増加に対して上の許容 応力を $2.5 \frac{kg}{cm^2}$ 割り増してよ い。	1) 打継面に対する最小のシアーク ネクター筋比は0.15%とす ること。ただしその間隔はスラブ厚 の4倍以下、60cm以下とす ること 2) 上記1)のほかにシアークネク ターを配置するときは、粗な打継 面では1%の増加に対して上の 許容応力を $5.3 \frac{kg}{cm^2}$ 増してよ い 3) 破壊安全度を検討する荷重を受 けたときには、上記の許容応力 を1.9倍にとること

なお、普通コンクリートのフレキスト部に軽量コンクリートを打継いだ合成はりに関する研究は2,3報告されているにすぎないようである。このような合成はりでは、軽量コンクリート(Lytag骨材の使用)の圧縮強度が $400 \frac{kg}{cm^2}$ で打継面が粗の時、 τ_{max} は $35 \frac{kg}{cm^2}$ 程度という結果¹⁶⁾がある。こ

れは、同一圧縮強度の普通コンクリートを打継いだ場合に較べてかなり小さいようである。

合成はりでは、シアークネクターのほか打継面にシアークイ（shear key）を設けることがある。その効果としては、打継面が粗で新旧コンクリート間の付着が十分な場合はせん断強度にあまり関係しないが、粗で付着の無い場合や平滑な時にはかなり効果のあること⁶⁾、またプレキャスト部の上面で凸になるよう設けた方が凹なものより有効であることなどが認められている¹⁰⁾。

一方、1章に述べた押抜き試験と合成はりの τ_{max} の関係については、合成はりでは $u/d > 2$ のときは両者が比較的良く一致したこと^{6) 9)}、しかし $u/d < 2$ のときは合成はりの方がかなり大きな値を示したことなどが報告されている⁹⁾。

以上のほかに図-1-4 のT型断面の合成はりについて打継面の振りせん断強度を検討した報告¹⁷⁾もある。それによると、純振りに対するせん断強度は上記のような曲げせん断強度にほぼ等しいこと、しかし曲げ（設計荷重付加）+振りの場合は約2倍になったといわれている。

2 曲げ特性

合成はりでは、一体はりに較べてたわみが大きく、曲げ剛性がやや小さいこと、とくにシアークネクターを配置しないもの、打継ぎコンクリートの品質が劣るもの、打継ぎ材合が逆いものほどその傾向が顕著であるといわれている^{18) 19)}。さらに、除荷時のたわみの回復性については、打継面が平滑で付着性の劣る場合は粗なものにくらべて明瞭なヒステリシスの存在することが認められている²⁰⁾。

また、打継面が人為的に粗にされた場合や粗ゴテ仕上げで示方書の規定最小値程度のシアークネクターを配置した場合には、設計荷重時まではひずみが直線分布を呈し、中立軸はプレキャスト部と打継部コンクリートの弾性係数の相異を考慮した換算断面の計算値に一致することが明らかにされている^{20) 21) 22)}。また同様な打継面処理を施した単純合成はりでは、フランジ幅がスハンの0.22倍までは、フランジの圧縮応力は均一分布を示すことが認められている²²⁾。これは単純一体はりに対する示方書^{14) 23)}の有効幅にほぼ等しい。

一方、曲げ破壊耐力については、シアークネクターを配置して打継面の処理を十分に行なった場合には、打継部が普通コンクリート^{20) 22)}でも軽量コンクリート¹⁶⁾でもずれを無視した一体断面の理論値を適用しうることが示されている。しかし、シアークネクターを配置しない場合には、理論値に較べて最大15%程度低下することがあったと報告され¹⁸⁾、設計上注意を要する点であろう。

なお、曲げびわれ耐力は4章の拘束応力の項で述べるが、打継ぎ時期が遅れる場合は一体断面に較べてかなり低下するものである。

3 疲労特性

打継面をワイヤブラシ処理し、 $P_s=0.4\%$ のシアークネクターを配置した場合は、静的曲げ破壊

耐力の60%の場合でも50万回の繰返しで破壊が起らなかったといわれる。しかし、一体はりに較べて少ない繰返し回数で曲げひびわれが発生し、ひびわれの上方への進行速度の速かったこと、さらに貧配合のコンクリートを打継いだ場合は疲労試験後の静的破壊耐力の低下の大きいことが報告¹⁹⁾されている。

また、粗骨材の最大寸法の1/2程度の凹凸を設けた打継面では、シアーコネクタに関係なく静的ずれ破壊耐力の60%の上限荷重（下限10%）に対して200万回の繰返しに耐えたが、シアーコネクタの配置しない時は、繰返し回数が多くなるとずれが次第に増大したと報告されている。¹³⁾

一方、適切な凹凸とシアーキーを設けた場合、設計荷重の97%の上限荷重（下限27%）に対して 10^6 回の繰返しではずれがほとんど生じなかったこと、しかも図-1-5のようにその後の静的試験での荷重～たわみ関係は疲労試験前と差が認められなかったという報告²²⁾もある。

本研究では合成はりの疲労特性については論じていないが、以上の結果から判断して、打継面に適当な凹凸とシアーコネクタを配置して設計荷重に対して安全になるよう断面の設計をしておけば、設計荷重作用下での疲労がとくに問題になることはないと考えられる。

3 章 連続合成はり

プレキャスト材を用いて連続はりとする方法には図-1-6 のような種々のものがある。

(1)は中間支点上でプレキャスト材間にコンクリートまたはモルタル目地を現場打ちし、支点部分で P C 鋼材を緊張定着し、支点上の負のモーメントに抵抗させるものである。この方法は P C 鋼材の緊張時の摩擦損失が大きい欠点がある。

(2)の方法は(1)と同様であるが、床版部コンクリートの打設後に緊張するもので、(1)に較べて摩擦損失が小さいと考えられる。(3)の方法も(1)と類似のものであるが、ボルトで結合するものである。また、(4)は単純支承で架設後、プレキャスト製の P C “ Junction Slab (接合用スラブ) ” をそれに沿わせて支承上で横締めし、緊結するものである。(5)は(4)と類似であるが、張出部を相互に支承附近で重ね合わせて横締めする方法である。さらに、(6)の方法はカブラーによって P C 鋼棒を接続してゆき、各径間に順次プレストレスを与える方法で、この場合はモーメントが 0 となる位置に接合面を設けることができる。

一方、(7)に示す方法は P C 合成はりを連続合成はりに応用したものである。これは P C 桁の架設後に床版部を現場で打継いだもので、負のモーメントに対して(a) は現場打ち部に無応力筋を配置して、R C 断面として抵抗させるもの、(b) は P C ロッドを配置したものである。

本論文の第 5 編では(7)の方法による連続合成はりについて述べるが、これについては以下のような研究結果が報告されている。

まず、図-1-6-(7)-(a) の無応力筋を配置する方法は、米国で試みられたものであるが、すでにわが国でも実用に供された例²⁴⁾がある。

これに関する実験としては、図-1-7 の断面とスパンを有する実橋を想定し、その 1/2 の模型に対する結果が報告²⁵⁾されている。それによると、設計荷重 (P C 桁に引張応力が生じない最大荷重) の 75% で中間支点上の現場打ち部に曲げひびわれが発生したが、最大ひびわれ幅は 0.05 mm 程度で耐久性の面から大きな問題とはならなかったこと、たわみも許容値以下であったといわれている。

一方、破壊耐力に関しても、負鉄筋指数が $\bar{\sigma}_y / \bar{\sigma}_c \leq 1.5$ (P : 鉄筋比, $\bar{\sigma}_y$: 鉄筋の降伏点, $\bar{\sigma}_c$: 打継ぎコンクリートの圧縮強度) の場合は、終局時に十分なモーメントの再分配を呈し、一体連続はり^{25) 26)}と同一の方法で求めた曲げ破壊耐力を発揮しうることが認められている。このことから、極限設計で負鉄筋量を算定する場合には、P C 桁が単純桁として受持つ死荷重を除いた残りの死荷重(D)と活荷重(L)に対して $1.5 D + 2.5 D$ から決定すれば良いであろうと指摘²⁷⁾されている。

なお、プレキャスト桁と打継部床版間の乾燥収縮ひずみ差ならびにクリープひずみ差によって生ずる 2 次的不静定モーメントは曲げ破壊耐力に何ら影響しないことが明らかに²⁸⁾されている。

ただし、打継面のせん断応力に関しては、曲げ破壊時に許容せん断応力（AASHTOの規定値、打継面が粗のとき $16\text{kg}/\text{cm}^2$ ）を超過しないように断面を設計しておくことが必要である。²⁵⁾²⁹⁾

さらに、図-1-7の実橋に対して $\frac{1}{2}$ の模型で疲労試験が行なわれた結果、図-1-8のように設計荷重の作用下で 10^7 個の繰返しに耐え、しかもひびわれ幅とたわみの増大もきわめて小さかったことが認められている。

無応力筋の配置による方法については以上の諸点が明らかにされている。しかし、曲げひびわれの発生から破壊に至るまでのモーメントの再分配やたわみを一体はりと詳細に比較検討し、一体はりに用いられているそれらの解析方法の合成はりへの適用性について論じたものはないようである。

一方、図-1-6-(7)-(b)のように現場打ち部にP Cロッドを配置する方法についても実験的研究が行なわれている。それによると、図-1-9のように現場打ち部に対する曲げひびわれ荷重は無応力筋のみく（無応力筋+P Cロッド）< P Cロッドのみの順となり、前記の無応力筋を配置した場合に較べて曲げひびわれ耐力が向上することが認められている。³⁰⁾ また、除荷に伴うたわみの回復性はきわめて良好でP Cロッドのプレストレスの効果が十分に発揮しうるといわれている。³⁰⁾³¹⁾

従来、P C合成断面の型式は連続合成はりに応用しにくいとされてきたが、このようなP Cロッドを用いることによってこの点はある程度改善されるのではないかと考えられる。なお、最近わが国でもこれをコンクリート舗装に利用した報告もある。³²⁾

以上は中間支点領域に負モーメントが生ずる場合を対象としたものである。しかし、連続合成はりではコンクリートの乾燥収縮やクリープによって2次的に大きな不静定モーメントが生ずることがあり、また3スパン以上のものでは活荷重の作用位置によっては中間支点部に大きな正のモーメントが作用することがある。このような正のモーメントに対しては、中間支点部の鉛直打継面にも適当な鉄筋を配置する必要がある。

この方法として、図-1-10のようにフレキャスト桁の端部に埋め込んだ左右の接合用鉄筋を溶接またはフック定着することがある。

溶接による同図の(1)の方法では、ひびわれ幅やたわみは十分に許容しうる大きさに抑えられ、鉄筋の降伏による曲げ耐力を発揮しうることが認められている。さらに常用計算式による鉄筋の応力を上限 $1950\text{kg}/\text{cm}^2$ 、下限 $500\text{kg}/\text{cm}^2$ にした場合、約 10^6 回の繰返しに耐え、この範囲ではひびわれ幅とたわみはほとんど増大しなかったという結果がえられている。²⁵⁾ 他方、フック定着による(2)の方法では、前者に較べてひびわれ幅やたわみは大きい、フレキャスト桁内の埋込み長をAASHTO規準の許容付着応力（圧縮強度の $\frac{1}{10}$ ）より決定し、フックの曲げ半径を鉄筋径以上、定着長を鉄筋径の12倍とすれば降伏点強度の発現が可能であることが認められている。しかし、疲労試験の結果によるとこの場合は上記の $\frac{2}{3}$ 程度の繰返し回数でフックの折曲げ点で鉄筋が破断したといわれ、したがっ

てこの位置での鉄筋応力は疲労強度の50%以下になるよう設計するのが安全であると指摘されている。^{25) 27)}

4 章 プレキャスト材相互をプレストレスによって 接合した構造

こゝでは、プレキャスト部材間に目地を充填した後、プレストレスで圧着して接合した組立構造のうち、はりについて述べる。

この場合の継ぎ目には、コンクリートあるいはモルタルが用いられているが、最近では樹脂接着剤も注目を浴びているようである。

目地厚は一般には、コンクリートで10～20cm、モルタルで2～5cm、また樹脂接着剤の場合は1mm以下である。これらのうち樹脂接着剤を用いる方法はコンクリート、モルタルによるものに較べて多くの利点を有する反面、接合面の位置における高低、方向などの補正が難しいという施工上の制約を受けることはさけがたい。

従来の研究から、この種のはりにおける基礎的な曲げおよびせん断特性として以下の点が明らかにされている。

まず、目地にコンクリートまたはモルタルを使用したものでは、接合面のレイタンスを十分に取除いた場合のこの面の曲げひびわれ耐力は接合面の曲げ引張強度を目地材のその40%程度と考えることによって求めうること²⁾、また本編の1章に述べた多くの結果^{1)～5)}でもその値は40～60%の範囲にあるようである。一方、接合部の斜ひびわれ耐力はプレストレスが $(26\sim30)\text{kg/cm}^2$ のように小さい場合には、一体ものに較べて著しく低下することが認められている。³³⁾さらに、目地で曲げ破壊が起る場合には、目地厚が20～30cm以下の時は目地材の圧縮強度が本体部の80%程度でも耐力は一体ものとはほとんど相異なる²⁾といわれている。

さらに、目地厚の影響として図--1-11のような結果³⁴⁾もある。それによると圧縮応力を受ける場合には、目地厚がある程度以下になると目地材の圧縮強度に無関係になり強さは母材の強度で決まる。

一方、目地材として樹脂接着剤(エポキシ)を使用した場合に関しても、接着剤の品質価格ならびに接合部の設計上の種々の問題が検討されている。

現在までのところ、ブロック桁の床版の有効幅は一体構造としての従来の有効幅を用いてよく、ブロック床版の接合面に適当な接着施工を施せば一体構造として応力解析を行ないうることなどが示されている。^{35) 36)}

しかし、樹脂接着剤を使用する場合には、接着圧と接着強度の關係に十分に注意する必要があることが指摘^{37) 38)}されている。すなわち、接着圧が $(5\sim10)\text{kg/cm}^2$ の場合は接合面の引張強度は本体部と同等であるが、それ以上になると逆に減少するために、接合面の曲げひびわれ耐力と斜ひびわれ耐力の著しい低下を招くことが認められている。しかし、曲げ破壊耐力、せん断破壊耐力および純振り

破壊耐力は一体はりに劣らないことなどが明らかにされている。

5 章 合成はりにおける乾燥収縮と

クリープについて

合成はりではプレキャスト部と打継部間で一般に乾燥収縮ひずみとクリープひずみが異なるために、拘束応力（Differential shrinkage Stress、一般には収縮差応力といわれているが、回転角ひずみの影響も含まれるので、こう呼ぶことにする）と反り変形（Warping）が発生する。

これらは打継ぎ時期、両部コンクリートの品質、周囲の湿度、部材の寸法、プレキャスト部のプレストレスの大きさ、打継部の鉄筋量など多くの要因に影響されるのできわめて複雑である。しかし、合成はりにおいて乾燥収縮とクリープはきわめて重要な問題である。

それらの解法については第7編の1章に示すような種々の方法が提案されている。ここでは、既往の実験結果とそれにもとづく設計上の問題について述べることにする。

拘束応力は次のような種々の方法で確認されている。まず、合成はりに対して載荷試験を行ない、その曲げひびわれ耐力の面から検討された結果によると、同一条件の一体はりの曲げひびわれ耐力と（20～30）％も相異なる場合のあったことが認められている。このことは、拘束応力のうちとくに合成断面の下縁における応力は曲げひびわれ耐力に影響するので設計上無視しえない場合のあることを示している。

また、合成断面とした場合のプレキャスト部のひずみとそれを単体とした場合のひずみの差から図-1-12のように拘束力によるプレキャスト部のひずみの経時変化を測定し、これとは別個にプレキャスト部の上縁に力を作用させてひずみを測定し、これと上記のひずみ測定値から拘束応力を求めたもの³⁹⁾、あるいは打継面で両部を切断したときのひずみの回復を測定することによって拘束応力を求めた結果などによってもかなり大きな応力が誘起される場合のあることが確かめられている。

プレキャスト部の下縁に生ずる上記の拘束応力（引張）を軽減する1つの方法として、打継部内に鉄筋を配置してこの部の収縮ひずみを小さくするのが適当であるとされている。しかも、この場合は打継部断面の図心軸に偏心して配置すれば一層効果的であるといわれている⁴¹⁾。

拘束応力としては、このような直応力だけでなく合成はりの両端部領域の打継面には大きなせん断応力も存在し、これに対する補強の重要性も指摘されている⁴²⁾⁴³⁾。しかし、このせん断応力の大きさと分布については明確でなく検討を要すると考えられる。

一方、打継完了直後における初期の拘束作用を対象とした研究もある³⁹⁾。それによると、打継ぎ後5時間程度ですでに両部は十分に付着していると見なしうが、最初は急激な水和熱によって打継部が膨張し、続いて冷却によって収縮が起る。したがって、両部の乾燥収縮ひずみ差による実質的な拘束作用が開始されるのは打継ぎ後約24時間経過後とみなしてよいと報告されている。

なお、普通コンクリートからなるプレキャスト部に軽量コンクリートを打継いだ場合を検討した結果⁴⁾もある。この研究では、プレキャスト部の普通コンクリートの配合は重量でC : S : G = 1 : 1 : 2 ($w/c = 0.40 \sim 0.43$)、打継部は1 : 2 : 3.7 ($w/c = 0.57$)の普通コンクリートと1 : 1.4 : 1.8 ($w/c = 0.57$)の軽量コンクリートの2種類である。その結果図-1-13のように両部の収縮ひずみ差は軽量コンクリートを打継いだ時の方がかなり大きくなるので注意を要することが指摘されている。しかし、第3編の1章に述べるようにこれまでの研究によると軽量コンクリートの乾燥収縮ひずみが普通コンクリートより大きいとは限らないようである。

他方、反り変形に関しては図-1-14のような測定結果^{42) 44)}があり、かなり大きな値になることが認められる。しかし、図-1-15に示すようにこの反り変形は打継部に鉄筋を配置すること、とくにその図心より下側に偏心して配置することによって著しく減少するという実験結果も報告³⁹⁾されている。

さらに、拘束応力ならびに反り変形の解析にあたって従来ひずみの平面保持則が仮定されているが、この妥当性は実験的にも明らかにされているようである。^{39) 41)}

連続合成はりでは、上記の反り変形(支点部のたわみ角)が中間支点部において左右スパンで連続するように拘束を受けるので、この部に二次的に不静定モーメントが発生するので注意する必要がある。しかし、これについての詳細な研究は単純合成はりに対する拘束応力や反り変形に関するものに較べてきわめて少ないようである。

このモーメントを検討した結果²⁸⁾によると(第7編5章、図-7-16参照)、打継ぎ後の時間経過の少ない間は乾燥収縮ひずみと自重によるクリープひずみの影響が大きく、負のモーメント(打継部上縁が引張応力となるもの)が生ずる。その後は次第にプレキャスト部のプレストレスによるクリープひずみの影響が大きくなり正のモーメントが生じ、このために中間支点部の鉛直打継面に接合鉄筋(正鉄筋)を配置しない場合はひびわれの発生したことが認められている。これは、連続合成はりではこのモーメントの存在を無視しえない場合のあることを示すものである。

〔 第 1 編 文 献 〕

- 1) 国分：“新設コンクリートの打継目に関する研究”，土木学会論文集，第8号，1950. 11
- 2) 坂，六車，富永：“打ち継ぎ目をもつP Cはりの力学的性質に関する基礎研究”，セメント技術年報，Ⅳ，1960
- 3) 木沢：“コンクリートの打継部における強度”日本建築学会論文報告集，第60号，1958. 10
- 4) G. Robinson：小野著コンクリート工学（材料編）PP 189～191 参照
- 5) W. Humm：“Die Haftfestigkeit von Beton in Arbeitsfugen” Schweizerische Bauzeitung，13，April, 1935
- 6) N. W. Hanson：“Precast-Prestressed Concrete Bridges-Horizontal Shear Connectors” Journal of the PCA Research and Development Laboratories, Vol. 2, №2, May, 1960
- 7) A. R. Anderson：“Composite Designs in Precast and Cast-in-Place Concrete”，Progressive Architecture，Vol. 41, №9，Sept. 1960
- 8) R. F. Mast：“Auxiliary Reinforcement in Concrete Connections”，Proceedings, ASCE, V. 94, ST6, June 1968
- 9) 乙藤他4名：“コンクリート合成桁の接合面に関する研究”，プレストレストコンクリート，Vol. 9，№2，1967. 4
- 10) H. W. Birkeland：“Connections in Precast Construction”，Journal of the ACI，March 1966
- 11) A. H. Mattok：“Shear Transfer in Reinforced Concrete”，Journal of the ACI，Feb. 1969
- 12) J. C. Saemann：“Horizontal Shear Connections Between Precast Beams and Cast-in-place Slabs”，Journal of the ACI, March 1966
- 13) 田辺：“コンクリート合成T型はりにおけるせん断補強に関する基礎研究”，セメント技術年報，xx，1966
- 14) 日本道路協会：“プレストレストコンクリート道路橋示方書”12章合成げた橋
- 15) ACI Building Code，2505 Shear Connection（1963）
- 16) R. H. Evans，H. W. Chung：“Horizontal Shear failure of Prestressed composite T-beams with cast-in-situ lightweight concrete deck”，Concrete，April 1969
- 17) 神山，陳，松島：“フレキャスト・プレストレスト接合はりのせん断強度”，土木学会第23回年次学術講演会講演集，第5部，1968.

- 18) 岡田, 坂村, 佐々木: “ P S コンクリートはりの合成に関する研究 ” セメント技術年報, XIV, 1960
- 19) 西林, 佐々木, 巻上: “ P S はりの合成 ”, セメント技術年報, XIV, 1961
- 20) R. H. Evans , A. S. Parker : “ Behavior of Prestressed Concrete Composite Beams ”, Journal of the ACI, May 1955
- 21) 徳光他 3 名: “ 軽量コンクリートを床版に用いた P C 合成桁の実験 ” 土木学会第23回年次学術講演会講演集, 第 5 部, 1968
- 22) K. W. Nasser : “ Behavior of shear keys and Ordinary Concrete Surface Under Fatigue and Static Overloading ”, PCI Journal, Oct. 1966
- 23) 土木学会: “ コンクリート標準示方書 ”
- 24) 宮内, 上前, 西山: “ フレキャスト・ブロックによる実施例 ” 第13回橋梁・構造工学研究発表会(コンクリートおよび合成構造における急速施工に関する研究), 1966. 11
- 25) A. H. Mattock , P. H. Kaar : “ Precast - Prestressed Concrete Bridges 3. Further Tests of Continuous Girders ”, Joarnal of the PCA Research and Development Laboratories, Vol. 2, № 3, Sep. 1960
- 26) P. H. Kaar, L. B. Kritz , E. Hognestad : “ Precast - Prestressed Concrete Bridges 1. Pilot Tests of Continuous Girders ” Journal of the PCA Research and Development Laboratories, Vol. 2, № 2, 1960
- 27) C. L. Freyemuth : “ Design of Continuous Highway Bridges with Precast, Prestressed Concrete Girders ”, PCI Journal, April 1969
- 28) A. H. Mattock : “ Precast - Prestressed Concrete Bridges, 5. Creep and Shrinkage Studies ”, Journal of the PCA Research and Development Laboratories, May 1961
- 29) A. H. Mattock , P. H. Kaar : “ Precast - Prestressed Concrete Bridges 4. Shear Tests of Continuous Girders ” Journal of the PCA Research and Development Laboratories,
- 30) N. H. Burns : “ Development of Continuity Between Precast Prestressed Concrete Beams ” PCI Journal , Vol. 11, № 3, June 1966
- 31) 岡村, 高橋, 松本: “ プレキャスト P C 部材で補強したコンクリート合成ばりの曲げ性状 ”, 土木学会第26回年次学術講演会講演集, 第 5 部, 1971. 10
- 32) 郡, 柳下, 原: “ ロッド方式 P C 舗装について ” プレストレストコンクリート, Vol. 13, № 4 1971. 8

- 33) 坂, 六車, 富永: “ 打ち継ぎ目地の P C 部材におよぼす影響に関する研究 ” , セメント技術年報 XXVIII , 1968
- 34) “ Joint for precast concrete components ” , Concrete, March 1970 (シンポジウムの
大要 - G. Summerville “ current research on joints ”)
- 35) 36) P C ブロック工法研究会研究報告 ;
プレストレストコンクリート , Vol. 10, № 1, 1968. 1
“ “ Vol. 10, № 5, 1968. 12
- 37) 岡田, 矢村, 浦沢: “ P C ブロック工法における樹脂接着について ” 土木学会第26回年次学術
講演会講演集, 第5部, 1971. 10
- 38) 岡田, 浦沢, 隅野: “ P C ブロックはりの力学的特性に関する研究 ” セメント技術年報, XXV,
1971
- 39) D. E. Branson, A. M. Ozell: “ A Report on Differential Shrinkage in Composite
Prestressed Concrete Beams ” , PCI Journal , Vol. 4, № 3 , 1959. 12
- 40) 田辺: “ フレキャスト部材によるプレストレストコンクリート合成梁に関する基礎研究 ” , 第
23回土木学年次学術講演会講演集, 第5部, 1968
- 41) R. H. Evans, H. W. Chung: “ Shrinkage and Deflection of Composite Prestressed
Concrete Beams ” Concrete, May 1967
- 42) H. W. Birkeland: “ Differential Shrinkage in Composite Beams ” Journal of the
ACI, May 1960
- 43) W. Zuk: “ Thermal and Shrinkage Stress in Composite Beams ” , Journal of the
ACI, Sep. 1961
- 44) D. E. Branson, A. M. Ozell: “ Camber of Prestressed Concrete Beams ” , Journal
of the ACI, June 1961

図1 1 Push off test (押抜き試験)

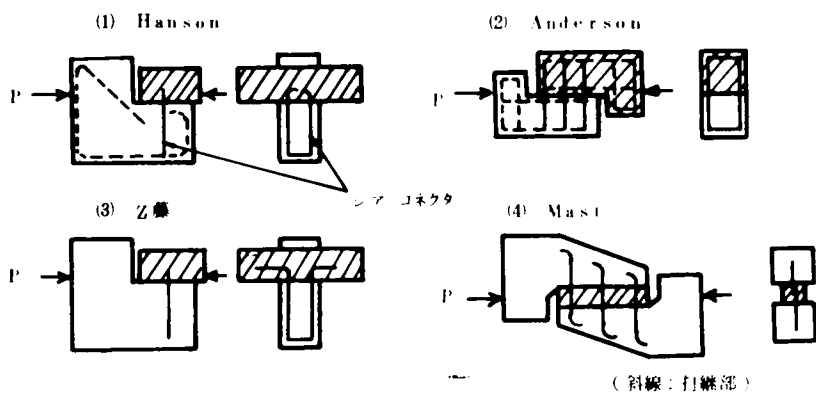


図1 2 $\tau_{max} \sim \sigma_{cl}$

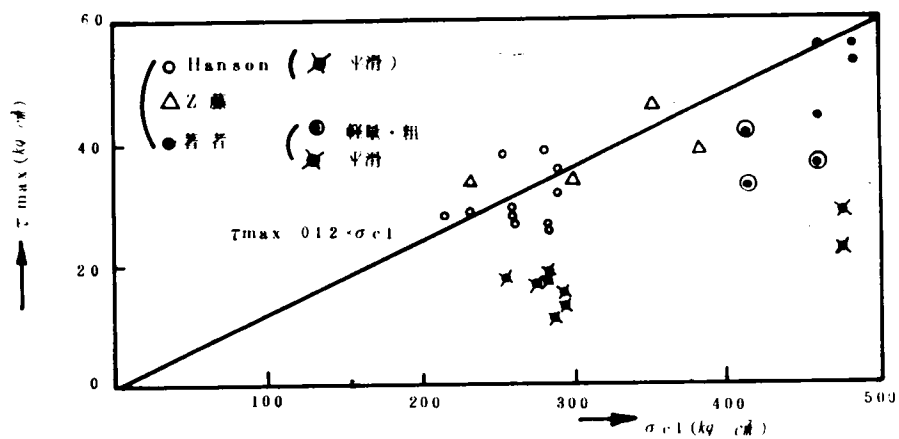


図1 3 $\tau_{max} / \sigma_{cl} \sim p \cdot s \cdot \sigma_{sy}$

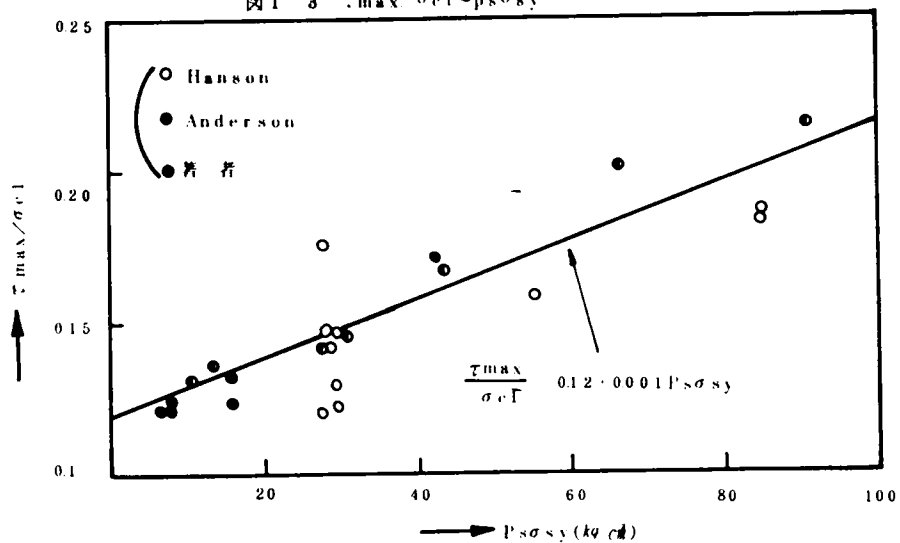


図 - 1 4 振り試験のための合成断面

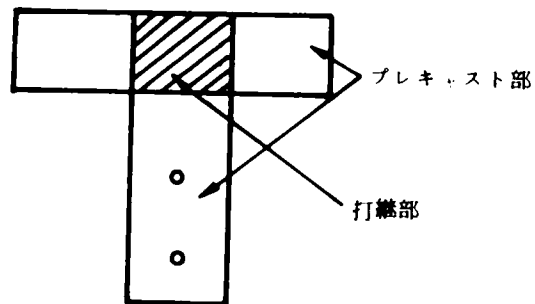


図 1 5 疲労試験前後の荷重とたわみの関係

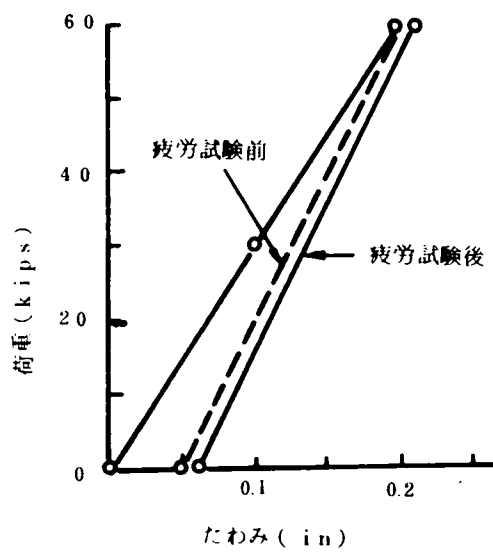


図 1 6 プレキャスト材を用いた連続桁

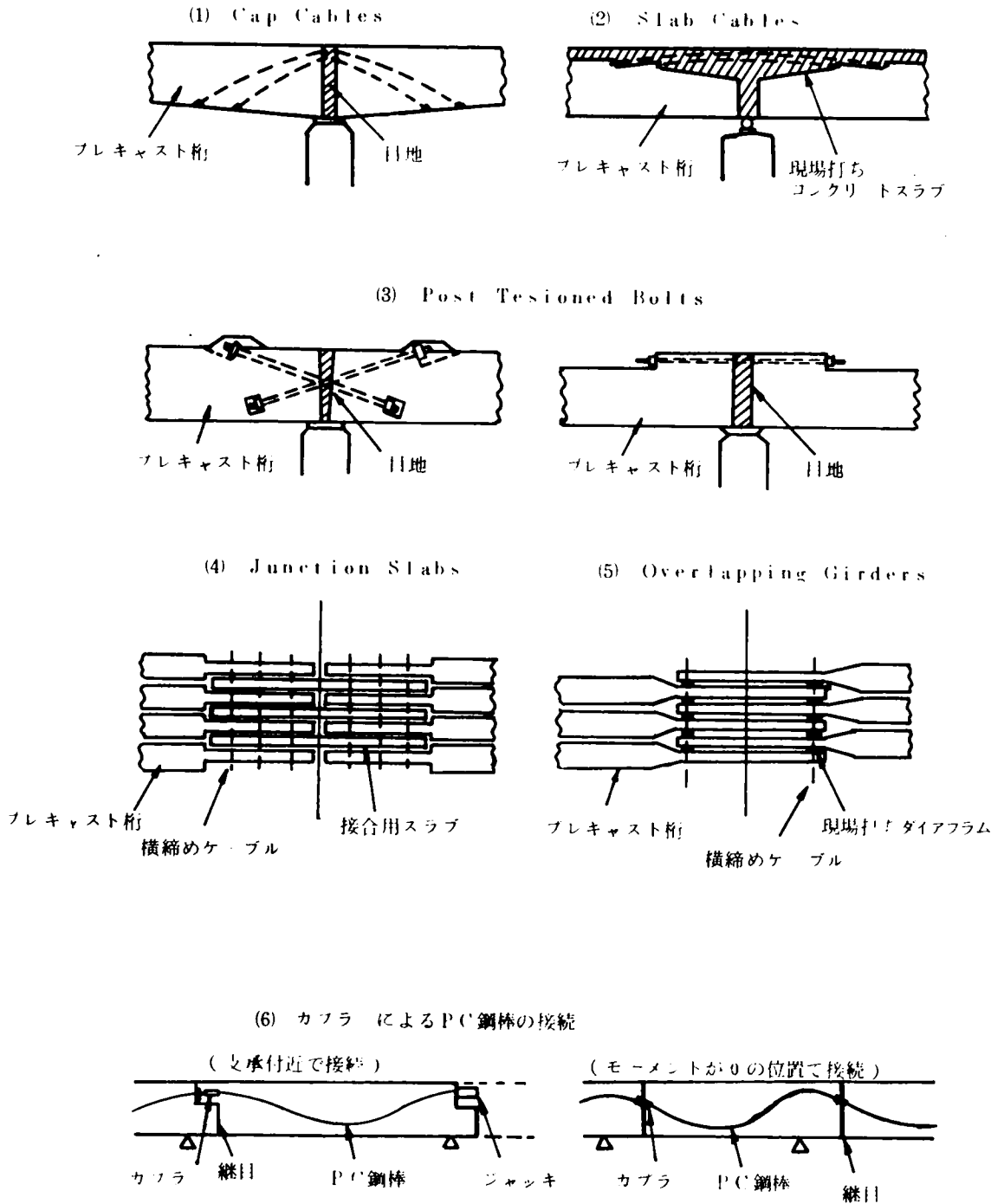
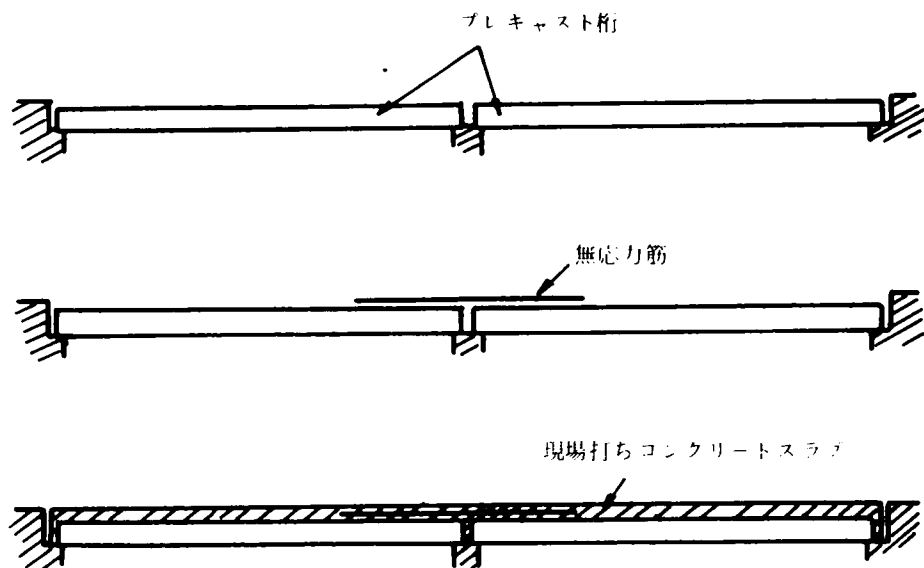


図 1 6 プレキャスト材を用いた連続桁

(7) 無応力筋又はP C ロッドによる連続合成桁

(a) 無応力筋の配置によるもの



(b) P C ロッドの配置によるもの

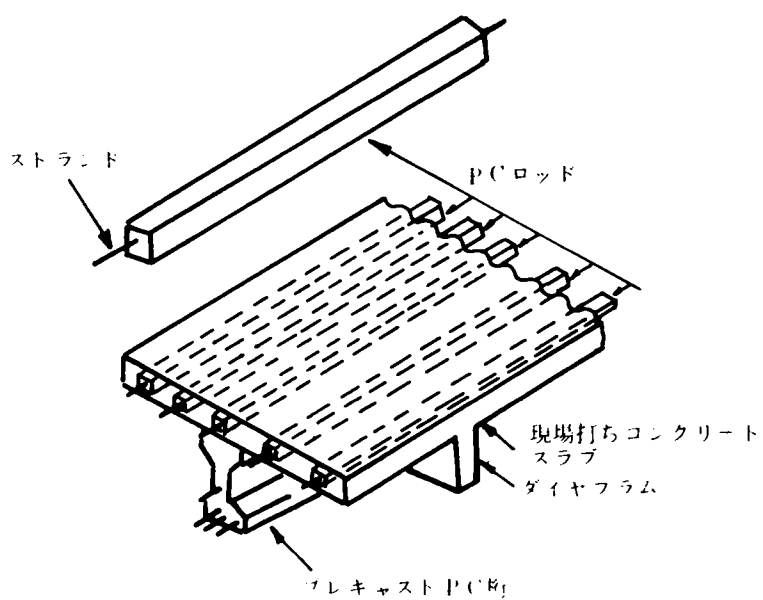


図 1 7 連続合成桁（無応力筋の配置）

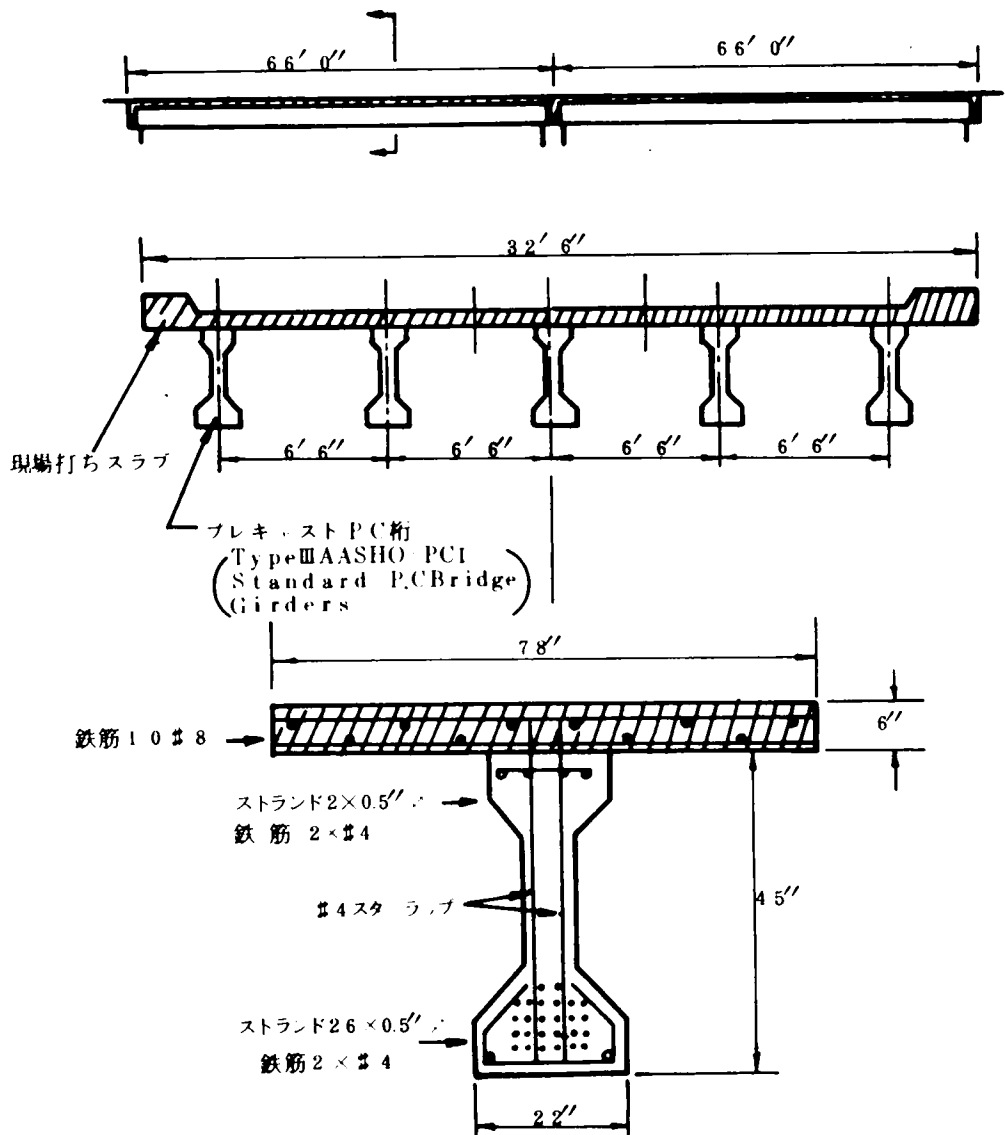


図 1-8 破壊に至るまでの繰返し回数

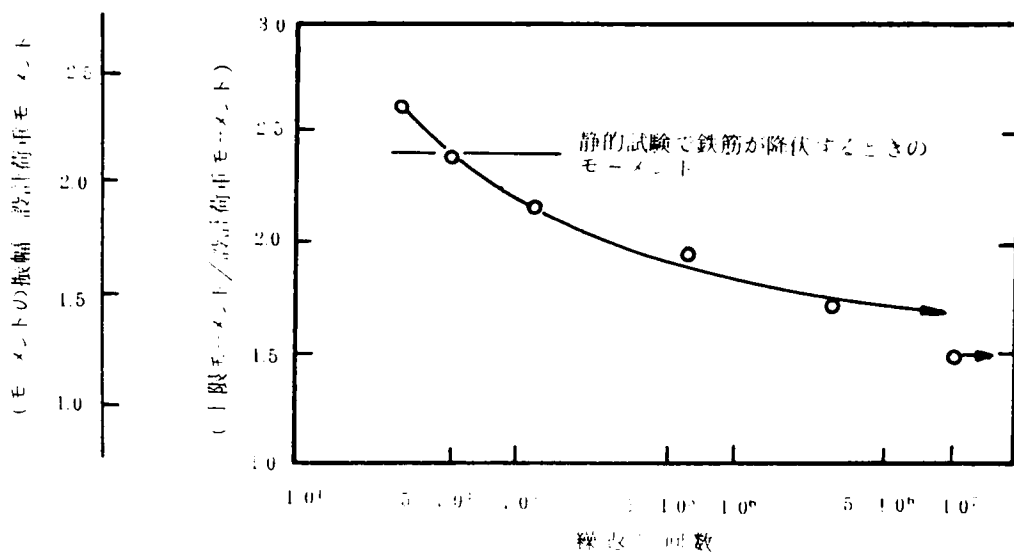


図-1-9 PCロッドを用いた合成断面の荷重～たわみ

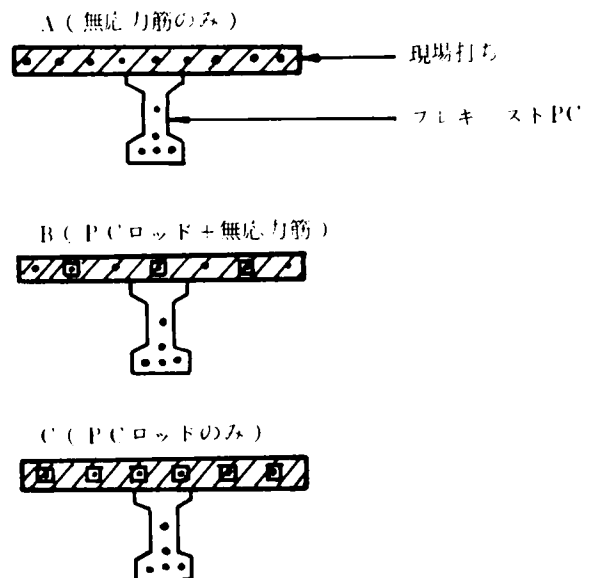
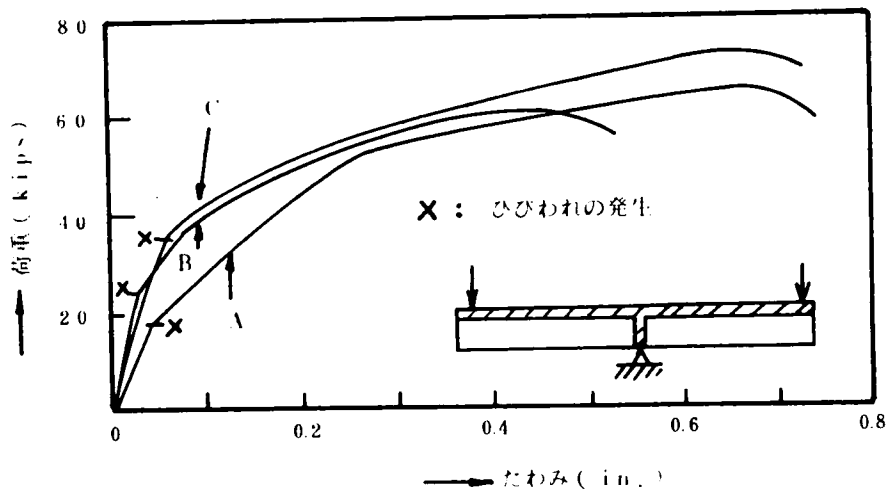
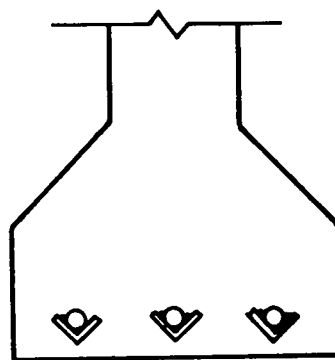
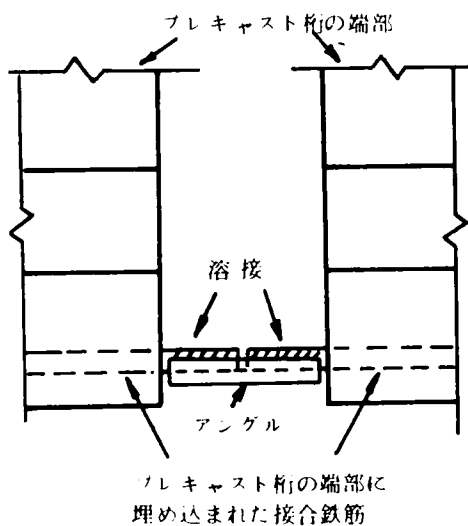


図 1-10 プレキャスト桁端部の接合鉄筋

(1) 溶接による方法



(2) フック定着による方法

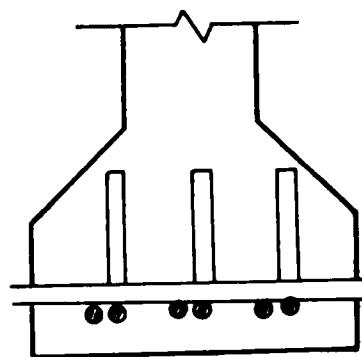
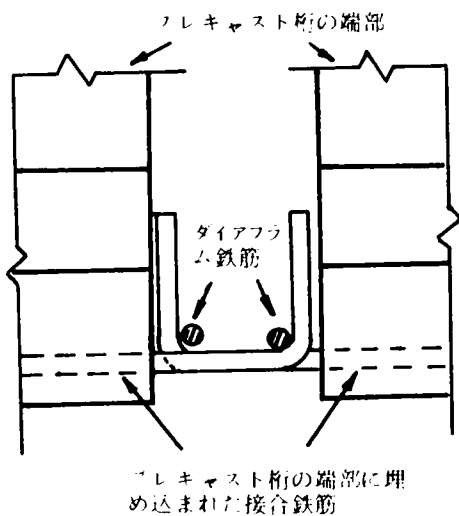
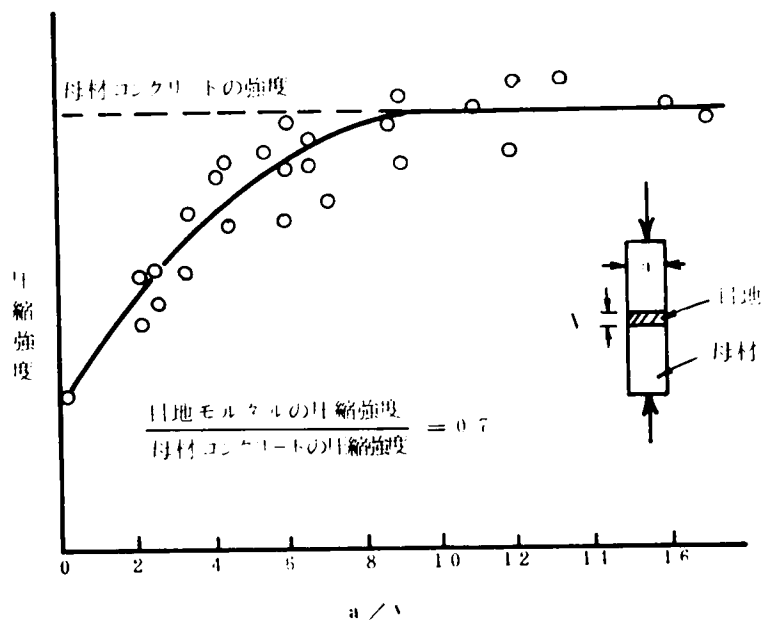


図 1-1-1 目地厚と強度の関係



4 1 12 (合成断面としてのひずみ) - (プレキャスト桁単体としてのひずみ)

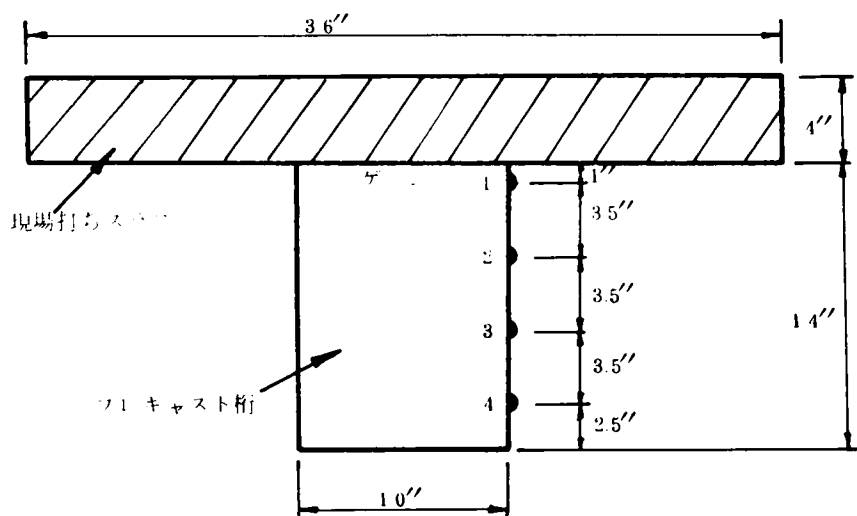
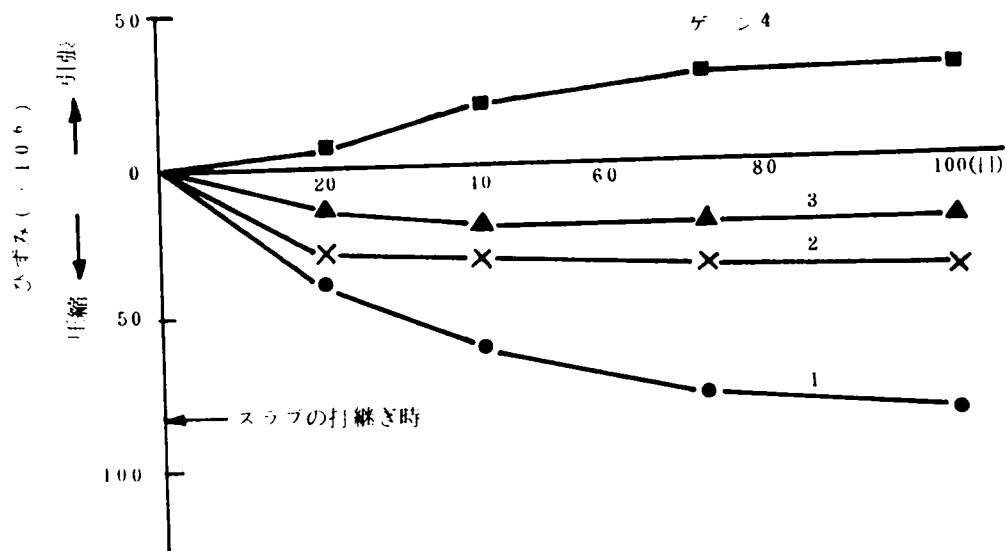


図 1 13 軽量コンクリートを打継いだ場合 (Lタイプ)
と普通コンクリートを打継いだ場合 (Nタイプ)
の収縮ひずみ差の比較

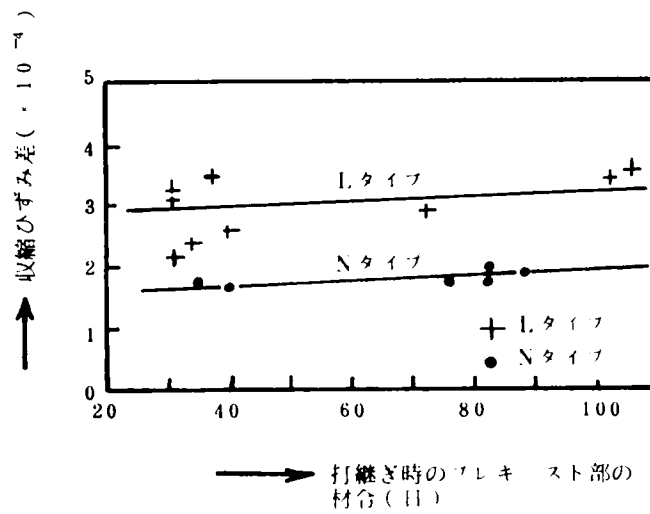
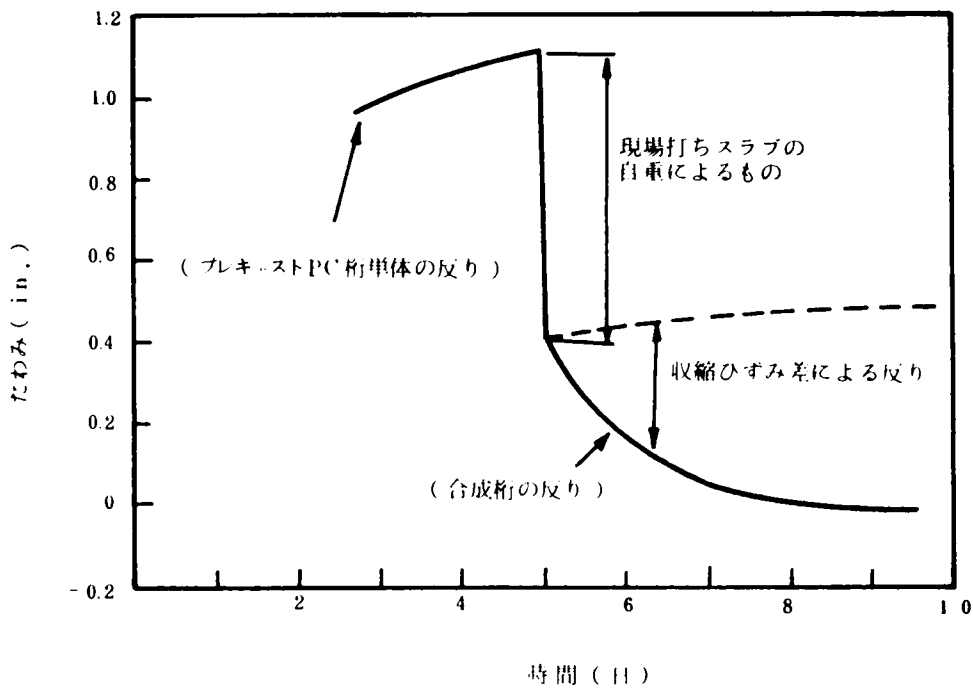


図 1-14 合成樹脂の収縮ひずみ差に伴う反りたわみ

(1) H.W. Birkelandによるもの



(2) D.E. Branson, A.M. Ozeilによるもの

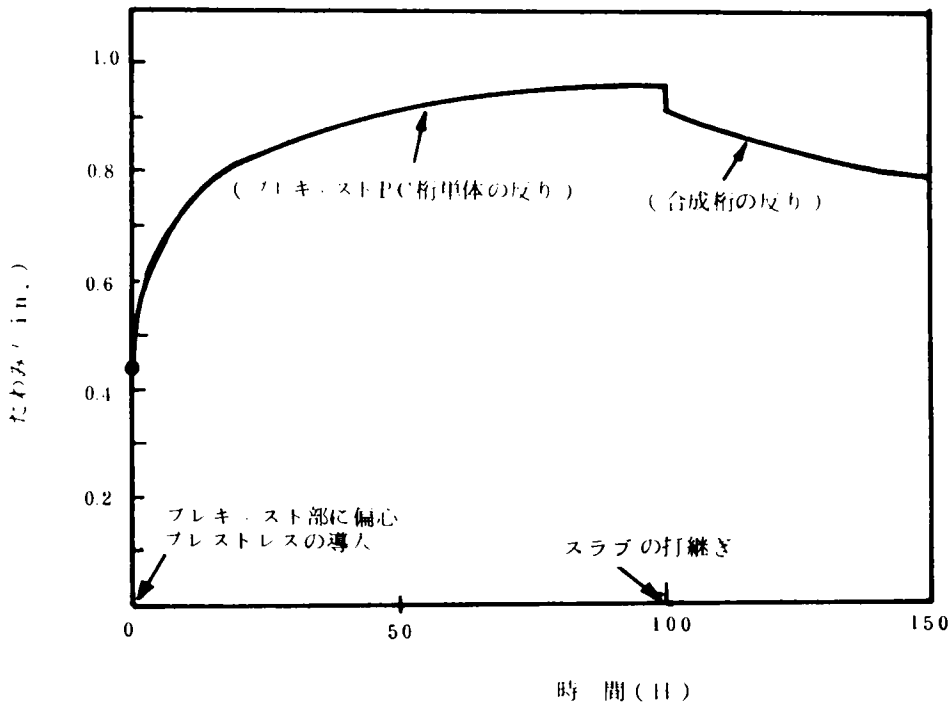
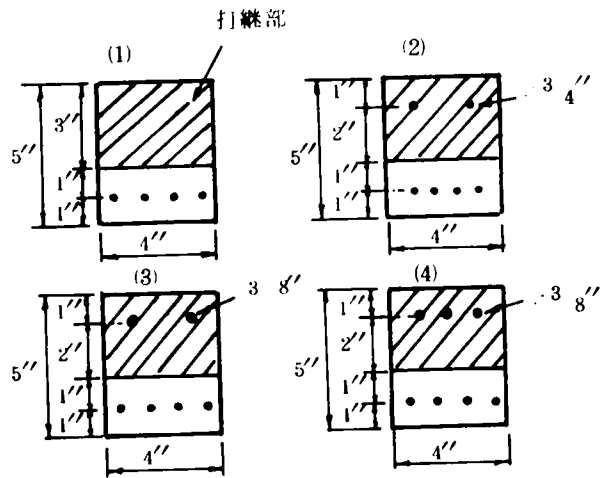
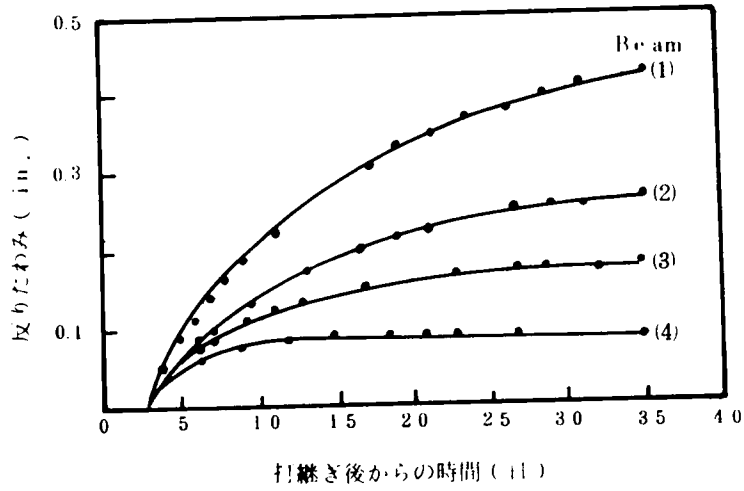


図 1 15 反りたわみ



第2編 合成はりの一体性に関する研究

1 章 概 説

プレキャスト部の架設後、現場でコンクリートを打継いだ合成はりでは、打継面におけるずれ量とその面に作用するせん断応力は合成断面の一体性に関係するきわめて重要な因子である。

これらのうち、打継面に生ずるずれに関しては多くの測定結果が報告されている。研究者によって異なるが、これがある限界値に達すると一体性が著しく損なわれ、たわみの増大などの著しい断面剛度の低下を招くことが明らかにされている。^{1) 2)}しかし、コンクリート合成はりにおけるスパン上のずれ量の分布と大きさを定量的に求める方法については現在のところ報告されていないようである。

一方、ずれが存在した状態における打継面のせん断応力に関して、実験的かつ理論的に詳細に検討した研究はほとんどみあたらないようである。むしろ、従来はほとんどずれを無視してこの応力が算定されている。

たとえば、日本道路協会PC道路橋示方書³⁾、ACI Building Code⁴⁾では、ずれを無視して求めたせん断応力が許容応力内におさまるように部材断面を決定する方法を採用している。この場合、打継面の許容せん断応力は破壊強さに対して相当に小さく設定されていて、たとえば、前者では最小量（打継面積の0.15%）のシアコネクタを配置した場合、打継面が粗のとき10%⁴⁾、平滑のとき5%⁴⁾と規定されている。せん断応力がこの範囲内ではずれが存在しないか、きわめて小さいのでそれを無視しても大きな誤りはないであろうと推定される。しかし、打継面でのずれ破壊（新旧コンクリートの付着破壊）に近い状態のようにずれ量が相当に大きい荷重域では、これがせん断応力に影響するのではないかと考えられる。従来⁵⁾の多くの報告では、この状態でもずれを無視した計算式をそのまま適用して論じているようである。

以上の点に関しては、実験結果と併せて十分に吟味しておくことが必要である。

さらに、合成はりの破壊安全度を検討するために各種の破壊耐力を詳細に検討し、破壊型式を予測しておくことも必要である。とくに、合成はりに特有のずれ破壊は、斜ひびわれによるせん断破壊と同様に脆性の破壊に属するものであり、これが曲げ破壊に先行することのないように適当な打継面の補強を講ずる上でずれ破壊耐力を求めておくことが設計上きわめて重要である。

現在のところずれ破壊耐力の算定方法は明確でないが、3章においてそれを求める近似計算法を提案して多くの実験結果に適用検討した結果について述べる。

また、近年コンクリート構造物における樹脂接着剤の利用は著しく、プレキャストブロックの接着、ひびわれの補修、構造用の新材料としての樹脂モルタル、樹脂コンクリート等多方面に有効に

用いられている。

しかし、コンクリートの打継ぎに樹脂接着剤を利用した例はきわめて少なく、その接着強度についても未知の点が多い。そこで、4 章では樹脂接着剤の利用の一例として、若干の試験結果に基づいて合成はりの打継面に用いた場合の接着効果を述べ、今後この方面への樹脂接着剤の利用に関する問題点を検討した。

2 章 合成はりにおける合成挙動に関する考察

1 節 ずれ量とせん断応力の計算方法

1 章の概説で述べたように日本道路協会³⁾ P C 道路橋示方書ならびに A C I Building Code⁴⁾では、合成はりの打継面のせん断応力 τ の計算式としてずれを無視した次式を与えている。

$$\tau = \frac{G \cdot Q}{I \cdot b} \quad (2-1)$$

こゝに、

G ; 打継面の外側部分の等価換算断面の合成断面の図心軸に関する断面 1 次モーメント

I ; 合成断面の図心軸に関する断面 2 次モーメント

b ; 打継面における新旧コンクリートの付着面の幅

Q ; せん断力

しかし、前にも述べたように、ずれ破壊近傍の挙動を合理的に解析するには、ずれを考慮することはきわめて重要である。そのためには、ずれ量とせん断応力との関係を明らかにし、何らかの数式によってこれらを定量的に表現する必要がある。

鋼合成桁に対しては、鋼桁と床版部コンクリート間のずれを考慮した理論式に基づいて不完全合成の挙動を説明した報告がある。^{6) 7)}しかし、この場合にはシベルによって抵抗される鋼桁と床版部コンクリート間の水平せん断応力はずれ量に正比例すると仮定されている。

コンクリート合成はりでも、後記のように最初は打継面のせん断応力とずれ量の間に近似的に比例関係が成立するが、ずれ量の増大が著しいずれ破壊に近い荷重域まで含めて考えるとこの関係は成立しないのである。

さらに、コンクリート合成はりでは、荷重が増大するとプレキャスト部に曲げひびわれが発生するので、これについても考慮することが必要である。

こゝでは、以上の諸点を考慮してコンクリート合成はりの打継面におけるせん断応力とずれ量を求める計算方法を^{8) 9)}述べる。

なお、本文中に説明しない記号は一括して本編の末尾に示す。

1 基礎式の誘導

まず、スパン上の任意の位置で、打継面のせん断応力(τ)とずれ量(S)の間に成立つ一般的な関係式

を求めることにする。

1) プレキャスト部に曲げひびわれがない場合

図-2-1のように断面力として打継部に作用する軸力と曲げモーメントをそれぞれ N_1 , M_1 , プレキャスト部のそれらを N_2 , M_2 , としよう。さらに, 打継面の幅(新旧コンクリートの実際の付着面の幅)を b , そこに作用する水平せん断応力を τ とすると, 力のつりあいから以下の諸式が成立する。

いま, 荷重が材軸と直角方向に作用すると考えると, 軸方向力のつりあいから次式をうる。

$$N_1 - N_2 = 0 \quad ; \quad N_1 = N_2 = N \quad (2-2)$$

打継部またはプレキャスト部のスパン方向の微小区間 dx の要素の力のつりあいから,

$$\tau \cdot b \cdot dx = dN; \quad \tau = \frac{1}{b} \cdot \frac{dN}{dx} \quad (2-3)$$

また, 荷重による曲げモーメントを M とすると, モーメントのつりあい条件式として次の式をうる。

$$M = M_1 + M_2 + N \cdot h \quad (2-4)$$

一方, 変形に関する条件式として以下の2式をうる。スパン上のどの位置でも打継部とプレキャスト部のたわみが等しいこと, すなわち両部の回転角ひずみが等しいことを仮定すると,

$$\frac{M_1}{K_1} = \frac{M_2}{K_2} \quad (2-5)$$

$$K_1 = E_1 I_1, \quad K_2 = E_2 I_2$$

つぎに, 打継部の下縁とプレキャスト部の上縁との相対的変位, すなわちずれ量を S とするとスパン方向のひずみについて次式が成立する。

$$ds = \left(\frac{\sigma_1}{E_1} - \frac{\sigma_2}{E_2} \right) dx \quad ; \quad \frac{dS}{dx} = \frac{\sigma_1}{E_1} - \frac{\sigma_2}{E_2} \quad (2-6)$$

ただし, σ_1 と σ_2 は両部のコンクリートの全断面を有効とした時の打継部の下縁, プレキャスト部の上縁の曲げ応力を表わし, 次式から求まるものである。

$$\left. \begin{aligned} \sigma_1 &= \frac{N}{A_1} - \frac{M_1}{I_1} \times y_1 \quad B \\ \sigma_2 &= -\frac{N}{A_2} + \frac{M_2}{I_2} \times y_2 \quad T \end{aligned} \right\} \quad (2-7)$$

以上の式(2-2)~(2-7) から, τ と S の関係を求めてみよう。

まず, 式(2-4) と(2-5) から M_1 と M_2 を求め, それぞれ x で微分すると,

$$\left. \begin{aligned} \frac{dM_1}{dx} &= \frac{K_1}{K_1 + K_2} \times \left(Q - h \cdot \frac{dN}{dx} \right) \\ \frac{dM_2}{dx} &= \frac{K_2}{K_1 + K_2} \times \left(Q - h \cdot \frac{dN}{dx} \right) \end{aligned} \right\} \quad (2-8)$$

ただし, $Q = \frac{dM}{dx}$ は荷重による任意位置のせん断力を表わす。

つぎに, 式(2-7) を(2-6) に代入して両辺を x で微分すると,

$$\frac{d^2 S}{dx^2} = \frac{1}{E_1} \left(\frac{1}{A_1} \frac{dN}{dx} - \frac{y_{1B}}{I_1} \frac{dM_1}{dx} \right) - \frac{1}{E_2} \left(- \frac{1}{A_2} \frac{dN}{dx} + \frac{y_{2T}}{I_2} \frac{dM_2}{dx} \right) \quad (2-9)$$

最後に、式(2-9)の右辺に式(2-3)の $\frac{dN}{dx}$ 、(2-8)の $\frac{dM_1}{dx}$ 、 $\frac{dM_2}{dx}$ を代入して整理するとスパン上の任意点での打継面のずれ量Sとせん断応力 τ に関する基礎式として次式をうる。

$$\begin{aligned} \frac{d^2 S}{dx^2} &= - \frac{h}{K_1 + K_2} \times Q + \left(\frac{h^2}{K_1 + K_2} + \frac{1}{A_1 E_1} + \frac{1}{A_2 E_2} \right) \cdot b \cdot \tau \\ &= - A \cdot Q + B \cdot \tau \end{aligned} \quad (2-10)$$

こゝに、

$$\begin{aligned} A &= \frac{h}{K_1 + K_2} \\ B &= \left(\frac{h^2}{K_1 + K_2} + \frac{1}{A_1 E_1} + \frac{1}{A_2 E_2} \right) \cdot b \end{aligned} \quad (2-11)$$

2) フレキャスト部に曲げひびわれがある場合

フレキャスト部下縁の引張応力がコンクリートの曲げ強度(P C値では下縁の有効フレストレスを加える)に達すると、フレキャスト部に曲げひびわれが発生する。この場合も、前記の式(2-2)、(2-3)、(2-4)、(2-6)および式(2-7)の第一式はそのまま適用できる。しかし、フレキャスト部は全断面が有効でないので式(2-5)は次の形で表わすことにする。

$$\frac{M_1}{K_1} = \frac{\sigma_2}{k \cdot d'} \quad (2-12)$$

上式の σ_2 、 k は図-2-1に示すように、曲げひびわれが発生している場合のフレキャスト部断面の上縁応力と、その位置から中立軸までの距離の d' に対する比である。こゝで、 d' はフレキャスト部の上縁から主筋(A_s)までの距離を示す。

この時の σ_2 と k は次の2式から求まるものである。

$$\frac{N}{b_2 d'} = n \sigma_2 \frac{1-k}{k} p - \frac{\sigma_2}{2} k \quad (2-13)$$

$$\frac{M_2}{b_2 d'^2} = n \sigma_2 \frac{1-k}{k} p \left(1 - \frac{1}{2} \frac{h_2}{d'} \right) + \frac{\sigma_2}{2} k \left(\frac{1}{2} \frac{h_2}{d'} - \frac{k}{3} \right) \quad (2-14)$$

たゞし、

$$n = \frac{E_s}{E_c}, \quad p = \frac{A_s}{b_2 d'}$$

上の2式から σ_2 を消去して、 k に関して整理すると3次方程式となる。これを直接に解くことは以後の式の誘導がきわめて繁雑になる。したがって、こゝでは次のように考えて近似解をうることにした。

まず、式(2-13)について考える。この右辺は $(2np - 2knp - k^2)\sigma_2/k$ となり、 $(2np - 2knp - k^2)$ は図-2-2のように k に関する2次曲線である。 k の変化する範囲は $k = 0 \sim \alpha$

と考えられるので、この間では近似的に次式（図-2-2 の直線）で表わすことができよう。

$$2np - 2knp - k^2 \approx 2np - \frac{2anp + a^2}{a} \times k \quad (2-15)$$

たゞし、 $k = a$ は完全な重ねはり（打継面の付着が全く無いもの、すなわち $N = 0$ ）の状態に対応するもので、曲げモーメントのみを受ける単鉄筋はりの中立軸比である。したがって、

$$\alpha = \sqrt{(np)^2 + 2np} - np \quad (2-16)$$

これから

$$2anp + \alpha^2 = 2np \quad (2-17)$$

式（2-12）、（2-17）を用いると、式（2-13）は次のようになる。

$$\begin{aligned} \frac{N}{b_2 d}, \therefore \frac{\sigma_2}{k np} - \frac{2anp + \alpha^2}{2a} \cdot \sigma_2 &= \frac{\sigma_2}{k np} - \frac{np}{a} \cdot \sigma_2 \\ &= \frac{E_2 \cdot d \cdot M_1}{K_1} \times np - \frac{np}{a} \sigma_2 \end{aligned} \quad (2-18)$$

これより、 σ_2 を求めると

$$\sigma_2 = \frac{a}{np} \left(\frac{E_2 \cdot d \cdot M_1}{K_1} \times np - \frac{N}{b_2 d}, \right) \quad (2-19)$$

以上と同様な考え方、式（2-14）も次のように変形できる。

$$\begin{aligned} \frac{M_2}{b_2 d^2} &\approx np \left(1 - \frac{1}{2} \frac{h_2}{d} \right) \frac{E_2 \cdot d \cdot M_1}{K_1} \\ &+ \left\{ \left(\frac{1}{4} \frac{h_2}{d} - \frac{a}{3} \right) a - np \left(2 - \frac{h_2}{d} \right) \right\} \sigma_2 \end{aligned} \quad (2-20)$$

つぎに、式（2-4）、（2-19）、（2-20）から M_1 を M と N で表わすと次のようになる。

$$M_1 = \frac{M + \beta N}{r} \quad (2-21)$$

ここに、

$$\left. \begin{aligned} \beta &= - \left\{ \left(h - \frac{h_2}{2} \right) + \frac{4a - a^2}{3} \times d' \right\} = - \left(y_{1B} + \frac{4a - a^2}{3} \times d' \right) \\ r &= 1 + \frac{A_s E_s}{K_1} \left((1 - \alpha) \left(1 - \frac{4}{3} \alpha \right) d'^2 \right) \end{aligned} \right\} \quad (2-22)$$

式（2-21）を式（2-19）に代入すると、

$$\sigma_2 = \frac{a}{np} \left(\frac{E_2 d'}{K_1} \cdot \frac{M + \beta N}{r} - \frac{N}{b_2 d}, \right) \quad (2-23)$$

最後に、式（2-7）の第一式の σ_1 と式（2-23）の σ_2 を前記の式（2-6）に代入した後、両辺

を x で微分し、式（2-3）の $\frac{dN}{dx} = b \cdot \tau$ の関係を用いると、

$$\begin{aligned} \frac{d^2 S}{dx^2} &= - \frac{1}{r} \frac{y_{1B} + \frac{4a - a^2}{3} \times d'}{K_1} \times Q + \left(\frac{1}{A_1 E_1} + \frac{a}{A_s E_s} - \frac{\beta}{r} \frac{y_{1B} + \frac{4a - a^2}{3} \times d'}{K_1} \right) b \cdot \tau \\ &= - A' \cdot Q + B' \cdot \tau \end{aligned} \quad (2-24)$$

ここに、

$$\left. \begin{aligned} A' &= \frac{1}{r} \frac{y_{1-B} + \alpha \cdot d'}{K_1} \\ B' &= \left(\frac{1}{A_1 E_1} + \frac{\alpha}{A_s E_s} - \frac{\beta}{r} \frac{y_{1-B} + \alpha \cdot d'}{K_1} \right) \cdot b \end{aligned} \right\} \quad (2-25)$$

曲げびびわれが生じている断面に対する τ と S の基礎式(2-24)は、そののない断面に対する式(2-10)と同型の微分方程式となることがわかる。

これらを解いて、任意の荷重階に対するスパン上の各点のずれ量 S とせん断応力 τ を計算できるが、このためには打継面の τ - S 関係をあらかじめ何らかの方法で求めておくことが必要である。

2 打継面の τ - S 関係

ずれ破壊に至るまでの打継面のせん断応力とずれ量の関係(τ - S)は、近似的に次式で表わしうであろう(3節・1, 図-2-7-(1), (2)の折直線)。ただし、打継面が平滑でシアコネクタも無い実用的でない特殊な場合には、同図のようにずれが小さい状態で突発的なずれ破壊を起すので、次式は適用できない。

$$\left. \begin{aligned} -Se < S < Se & \quad ; \tau = \xi S \\ Se < S & \quad ; \tau = \tau_{\max} \\ -Se > S & \quad ; \tau = -\tau_{\max} \end{aligned} \right\} \quad (2-26)$$

上式の τ_{\max} は打継面のせん断強度、 Se は τ - S を折直線で近似した時の折点でのずれ量で、 Se 以上になるとせん断応力が一定の状態ですれ量が急激に増大し始めることを示す。

以上の仮定は3節・1に詳述する合成はりの実験結果と押抜き試験の結果に基づくものである。

3 基礎式の解法

基礎式(2-10)又は(2-24)を式(2-26)の τ - S 関係のもとで解いて、任意の荷重階に対する合成はりの打継面におけるせん断応力とずれ量を求める方法を述べよう。

こゝでは、以下のように単純合成はりに集中荷重又は等分布荷重が作用する場合を考えることにする。

1) 集中荷重が作用する場合

集中荷重の場合は荷重点でせん断力 $Q = dM/dx$ (M : 曲げモーメント)が不連続に変化するの
で、一般性をもたせるために Q と M は次のフーリエ級数の形で与えることにする。

$$M = \frac{2\ell}{\pi^2} \sum_{N=1}^{\infty} \sum_{n=1}^{\infty} P_N \frac{\sin(n\pi \cdot \frac{x_N}{\ell})}{n^2} \sin(n\pi \cdot \frac{x}{\ell}) \quad (2-27)$$

$$Q = \frac{2}{\pi} \sum_{n=1}^N \sum_{i=1}^{\infty} P_n \frac{\sin(n\pi \cdot \frac{x_N}{l})}{n} \cos(n\pi \cdot \frac{x}{l}) \quad (2-28)$$

なお、上式の N と P_n は図-2-3 のようにスパン l の単純はりに作用する集中荷重の各荷重点のナンバーとその位置の荷重の大きさを表わし、 x_N は左側支点から各荷重点までの距離を表わす。

式(2-26)(2-28)のもとでの基礎式(2-10)または(2-24)の一般解は次のようになる。

$$\left. \begin{aligned} & -Se < S < Se \quad (\tau = \xi S) ; \\ & S_{II} = \frac{2A}{\pi} \sum_{n=1}^N \sum_{i=1}^{\infty} \frac{P_n/n}{(n\pi/l)^2 + B\xi} \sin(n\pi \frac{x_N}{l}) \cos(n\pi \frac{x}{l}) + C_3 e^{\sqrt{\xi} x} + C_4 e^{-\sqrt{\xi} x} \\ & S_{II}' = \frac{2A'}{\pi} \sum_{n=1}^N \sum_{i=1}^{\infty} \frac{P_n/n}{(n\pi/l)^2 + B'\xi} \sin(n\pi \frac{x_N}{l}) \cos(n\pi \frac{x}{l}) + C_3' e^{\sqrt{B'\xi} x} + C_4' e^{-\sqrt{B'\xi} x} \\ & S > Se \quad (\tau = \tau_{\max}) ; \\ & S_{II} = \frac{2A}{\pi} \sum_{n=1}^N \sum_{i=1}^{\infty} \frac{P_n/n}{(n\pi/l)^2} \sin(n\pi \frac{x_N}{l}) \cos(n\pi \frac{x}{l}) + B\tau_{\max} \frac{x^2}{2} + C_1 x + C_2 \\ & S_{II}' = \frac{2A'}{\pi} \sum_{n=1}^N \sum_{i=1}^{\infty} \frac{P_n/n}{(n\pi/l)^2} \sin(n\pi \frac{x_N}{l}) \cos(n\pi \frac{x}{l}) + B'\tau_{\max} \frac{x^2}{2} + C_1' x + C_2' \\ & S < -Se \quad (\tau = -\tau_{\max}) ; \\ & S_{II} = \frac{2A}{\pi} \sum_{n=1}^N \sum_{i=1}^{\infty} \frac{P_n/n}{(n\pi/l)^2} \sin(n\pi \frac{x_N}{l}) \cos(n\pi \frac{x}{l}) - B\tau_{\max} \frac{x^2}{2} + C_5 x + C_6 \\ & S_{II}' = \frac{2A'}{\pi} \sum_{n=1}^N \sum_{i=1}^{\infty} \frac{P_n/n}{(n\pi/l)^2} \sin(n\pi \frac{x_N}{l}) \cos(n\pi \frac{x}{l}) - B'\tau_{\max} \frac{x^2}{2} + C_5' x + C_6' \end{aligned} \right\} \quad (2-29)$$

上式の(')記号は曲げびびわれが発生している場合の式(2-24)に対する解である。
 ことに、図-2-4 の各々の場合に対する上の未知の係数は以下の方法で求めることができる。

(1) 全ての荷重階でスパン全長に曲げびびわれが発生していないと考えた場合の解法

(a) スパン上の全ての位置で $-Se < S < Se$ の時(図-2-4-(1)-(i))

未知係数: C_3, C_4

境界条件; $(M_1)_{x=0, l} = (M_2)_{x=0, l} = (N)_{x=0, l} = 0 \quad (C_1)_{x=0, l} = 0 \quad (2-30)$
 $(C_2)_{x=0, l} = 0$ したがって $(\frac{dS_{II}}{dx})_{x=0, l} = 0$

(iv) $S > S_e$ または $S < S_e$ の領域が存在する時

この時は次の3つの場合が考えられる。ただし、以下に示す $x_e, x-e$ は左側支点から各々 $S = S_e, S = -S_e$ の位置までの距離を示す。

図-2-4-(1)-iii) の場合

未知係数: C_1, C_2, C_3, C_4

$$\left. \begin{array}{l} \text{境界条件: } (\bar{\sigma}_1)_{x=0, \ell} = (\bar{\sigma}_2)_{x=0, \ell} = 0 \text{ したがって } \left(\frac{dS_I}{dx}\right)_{x=0} = \left(\frac{dS_{II}}{dx}\right)_{x=\ell} = 0 \\ \text{連続条件: } (S_I)_{x=x_e} = (S_{II})_{x=x_e} = S_e, \quad \left(\frac{dS_I}{dx}\right)_{x=x_e} = \left(\frac{dS_{II}}{dx}\right)_{x=x_e} \end{array} \right\} (2-31)$$

図-2-4-(1)-iii) の場合

未知係数: C_3, C_4, C_5, C_6

$$\left. \begin{array}{l} \text{境界条件: } (\bar{\sigma}_1)_{x=0, \ell} = (\bar{\sigma}_2)_{x=0, \ell} = 0 \text{ したがって } \left(\frac{dS_I}{dx}\right)_{x=0} = \left(\frac{dS_{II}}{dx}\right)_{x=\ell} = 0 \\ \text{連続条件: } (S_{II})_{x=x_e} = (S_{III})_{x=x_e} = S_e, \quad \left(\frac{dS_I}{dx}\right)_{x=x_e} = \left(\frac{dS_{III}}{dx}\right)_{x=x_e} \end{array} \right\} (2-32)$$

図-2-4-(1)-iv) の場合

未知係数: $C_1, C_2, C_3, C_4, C_5, C_6$

$$\left. \begin{array}{l} \text{境界条件: } (\bar{\sigma}_1)_{x=0, \ell} = (\bar{\sigma}_2)_{x=0, \ell} = 0 \text{ したがって } \left(\frac{dS_I}{dx}\right)_{x=0} = \left(\frac{dS_{II}}{dx}\right)_{x=\ell} = 0 \\ \text{連続条件: } (S_I)_{x=x_e} = (S_{II})_{x=x_e} = S_e, \quad (S_{II})_{x=x_e} = (S_{III})_{x=x_e} = S_e \\ \left(\frac{dS_I}{dx}\right)_{x=x_e} = \left(\frac{dS_{II}}{dx}\right)_{x=x_e}, \quad \left(\frac{dS_{II}}{dx}\right)_{x=x_e} = \left(\frac{dS_{III}}{dx}\right)_{x=x_e} \end{array} \right\} (2-33)$$

ii) 全ての荷重階でスパン全長に曲げひびわれが発生していると考えた場合の解法

これは曲げひびわれを考えた場合の最も簡略な取扱いによる解で、任意の荷重階で、しかもスパンの全長に渡って曲げひびわれを仮定したものである。したがって、これから求まる解は安全側にすぎると考えられる。

この場合は、上のi)においてそれぞれ、 $S_I \rightarrow S_I', S_{II} \rightarrow S_{II}', S_{III} \rightarrow S_{III}'$ と置き換えればよいので省略する。

iii) 曲げひびわれの無い区間と有る区間を考えた場合の解法

コンクリートの全断面を有効としてi)の方法で求めたプレキャスト部の下縁の引張応力 $\bar{\sigma}$ が、その曲げ強度 $\bar{\sigma}_b$ (PC桁の場合は下縁の有効プレキャスト $\bar{\sigma}_p$ を加える)を超過する区間では曲げひびわれが発生している。

曲げひびわれの無い区間と有る区間に対して、それぞれ基礎式(2-10)、(2-24)を併用した場合の解法は上に述べた i) または ii) に較べて著しく複雑になる。以下にその概略を示すことにする。

(4) 曲げひびわれの発生しない荷重階

まず、与えられた荷重階に対して、前記 i) の図-2-4-(1)のいずれかの場合に適合する解を求める。しかし、その解はスパン上の全ての位置で次式を満足する必要がある。満足しない場合は後の(ii)の解法によらなければならない。

$$\sigma = -\frac{N}{A_2} - \frac{M_2}{I_2} \times y_2 \quad \sigma_B = -\frac{N}{A_2} - \frac{K_2}{K_1 + K_2} (M - N \cdot h) \frac{y_2 F}{I_2}$$

$$\sigma = \sigma_b + \sigma_p \quad (2-34)$$

上式の軸力 N は式(2-3)から $N = b \int \tau dx$ で求まる。したがって、各場合に対する N は次のようになる。

図-2-4-(1) (i) の場合

$$N = b \xi \int_0^x S_{II} dx \quad (2-35)$$

図-2-4-(1)-(ii) の場合

$$\left. \begin{aligned} 0 < x < x_e ; \\ N &= b \int_0^x \tau_{\max} dx = b \tau_{\max} \cdot x \\ x_e &< x < l \\ N &= b \left(\int_0^{x_e} \tau_{\max} \cdot dx + \int_{x_e}^x \xi S_{II} \cdot dx \right) = b \left(\tau_{\max} \cdot x_e + \xi \int_{x_e}^x S_{II} dx \right) \end{aligned} \right\} (2-36)$$

図-2-4-(1)-(iii) の場合

$$\left. \begin{aligned} 0 < x < x - e ; \\ N &= b \xi \int_0^x S_{II} dx \\ x - e &< x < l ; \\ N &= b \left(\int_0^{x-e} \xi S_{II} dx + \int_{x-e}^x (-\tau_{\max}) dx \right) = b \left(\xi \int_0^{x-e} S_{II} dx - \tau_{\max}(x - x - e) \right) \end{aligned} \right\} (2-37)$$

図-2-4-(1) (iv) の場合

$$\left. \begin{aligned} 0 < x < x_e ; \\ N &= b \int_0^x \tau_{\max} dx = b \tau_{\max} \cdot x \\ x_e &< x < x - e ; \\ N &= b \left(\int_0^{x_e} \tau_{\max} dx + \int_{x_e}^x \xi S_{II} dx \right) = b \left(\tau_{\max} \cdot x + \xi \int_{x_e}^x S_{II} dx \right) \\ x - e &< x < l ; \end{aligned} \right\} (2-38)$$

$$N = b \left(\int_0^{x_e} \tau_{\max} dx + \int_{x_e}^{x_{cr}} \xi S_{ll} dx + \int_{x_{cr}}^x (-\tau_{\max}) dx \right)$$

$$= b \left(\tau_{\max}(x_e + x_{cr} - x) + \xi \int_{x_e}^{x_{cr}} S_{ll} dx \right)$$

(a) 曲げひびわれの発生した荷重階

この場合は図-2-4-(2)の7つの場合が起りうるであろう。同図の $x_{cr} \sim x_{cr}$ は曲げひびわれの発生した区間を示すものである。ただし、この場合には式(2-29)の $S_{le} \leq S_{le} = S_{le}$ に対応する一般解 S_{ll} は、ひびわれ発生区間の左側の領域で $S_{ll\ell}$ (未知係数 $C_{3\ell}$, $C_{4\ell}$)、右側で S_{llr} (未知係数 C_{3r} , C_{4r}) とする。

以下に各々の場合に対する未知係数、境界条件、連続条件を示す。

図-2-4-(2)-(1) の場合

$$\left. \begin{aligned} & \text{未知係数 ; } C_{3\ell}, C_{4\ell}, C_{3r}, C_{4r} \\ & \text{境界条件 ; } (\bar{\sigma}_1)_{x=0, \ell} = (\bar{\sigma}_2)_{x=0, \ell} = 0 \text{ したがって } \left(\frac{dS_{ll\ell}}{dx} \right)_{x=0} = \left(\frac{dS_{llr}}{dx} \right)_{x=\ell} = 0 \\ & \text{連続条件 ; } (S_{ll\ell})_{x=x_{cr}} = (S_{llr})_{x=x_{cr}}, (S_{ll\ell}')_{x=x_{cr}} = (S_{llr}')_{x=x_{cr}} \\ & \left(\frac{dS_{ll\ell}}{dx} \right)_{x=x_{cr}} = \left(\frac{dS_{llr}}{dx} \right)_{x=x_{cr}}, \left(\frac{dS_{llr}}{dx} \right)_{x=x_{cr}} = \left(\frac{dS_{llr}}{dx} \right)_{x=x_{cr}} \end{aligned} \right\} (2-39)$$

ただし、 x_{cr} と x_{cr} は次の N が次式(2-40)を満足する値である。

$$\left(\begin{aligned} & x_{cr} ; N = b \xi \int_0^{x_{cr}} S_{ll\ell} dx \\ & x_{cr} ; N = b \xi \int_{\ell}^{x_{cr}} S_{llr} dx \end{aligned} \right)$$

$$\bar{\sigma} = -\frac{N}{A_2} - \frac{M_2}{I_2} \times y_2 = -\frac{N}{A_2} - \frac{K_2}{K_1 + K_2} (M - N h) \cdot \frac{y_2^2}{I_2}$$

$$= \bar{\sigma}_b + \bar{\sigma}_p \quad (2-40)$$

図-2-4-(2)-(ii) の場合

$$\left. \begin{aligned} & \text{未知係数 ; } C_1, C_2, C_{3\ell}, C_{4\ell}, C_{3r}, C_{4r} \\ & \text{境界条件 ; } (\bar{\sigma}_1)_{x=0, \ell} = (\bar{\sigma}_2)_{x=0, \ell} = 0 \text{ したがって } \left(\frac{dS_{ll}}{dx} \right)_{x=0} = \left(\frac{dS_{llr}}{dx} \right)_{x=\ell} = 0 \\ & \text{連続条件 ; } (S_{ll})_{x=x_e} = (S_{ll})_{x=x_e} = S_e, (S_{ll\ell})_{x=x_{cr}} = (S_{llr}')_{x=x_{cr}} \\ & (S_{llr}')_{x=x_{cr}} = (S_{llr})_{x=x_{cr}}, \left(\frac{dS_{ll}}{dx} \right)_{x=x_e} = \left(\frac{dS_{ll\ell}}{dx} \right)_{x=x_e} \\ & \left(\frac{dS_{ll\ell}}{dx} \right)_{x=x_{cr}} = \left(\frac{dS_{llr}}{dx} \right)_{x=x_{cr}}, \left(\frac{dS_{llr}}{dx} \right)_{x=x_{cr}} = \left(\frac{dS_{llr}}{dx} \right)_{x=x_{cr}} \end{aligned} \right\} (2-41)$$

たゞし、 X_{er} と X_{-er} は次の N が式(2-40)を満足する値である。

$$\left(\begin{array}{l} X_{er}: N = b \left(\int_0^{x_e} \tau_{\max} dx + \int_{x_e}^{x_{er}} \xi S_{ll} dx \right) = b \left(\tau_{\max} \cdot x_e + \xi \int_{x_e}^{x_{er}} S_{ll} dx \right) \\ X_{-er}: N = b \xi \int_{\ell}^{x_{-er}} S_{lr} dx \end{array} \right.$$

図-2-4-(2)-(iii) の場合

未知係数: $C_3 \ell, C_4 \ell, C_3', C_4', C_3r, C_4r, C_5, C_6$

$$\left. \begin{array}{l} \text{境界条件: } (\bar{\sigma}_1)_{x=0, \ell} = (\bar{\sigma}_2)_{x=0, \ell} = 0 \quad \text{したがって} \quad \left(\frac{dS_{ll}}{dx} \right)_{x=0} = \left(\frac{dS_{ll}}{dx} \right)_{x=\ell} = 0 \\ \text{連続条件: } (S_{ll})_{x=x_{er}} = (S_{ll}')_{x=x_{er}}, \quad (S_{ll}')_{x=x_{-er}} = (S_{lr})_{x=x_{-er}} \\ (S_{lr})_{x=x_e} = (S_{ll})_{x=x_e} = S_e, \quad \left(\frac{dS_{ll}}{dx} \right)_{x=x_{er}} = \left(\frac{dS_{ll}'}{dx} \right)_{x=x_{er}} \\ \left(\frac{dS_{ll}'}{dx} \right)_{x=x_{-r}} = \left(\frac{dS_{lr}}{dx} \right)_{x=x_{-r}}, \quad \left(\frac{dS_{lr}}{dx} \right)_{x=x_{-e}} = \left(\frac{dS_{ll}}{dx} \right)_{x=x_{-e}} \end{array} \right\} \quad (2-42)$$

たゞし、この場合の X_{er} と X_{-er} は次の N が式(2-40)を満足する値である。

$$\left(\begin{array}{l} X_{er}: N = b \xi \int_0^{x_{er}} S_{ll} dx \\ X_{-er}: N = b \left(\int_{\ell}^{x_{-e}} (-\tau_{\max}) dx + \int_{x_{-e}}^{x_{-er}} \xi S_{lr} dx \right) \\ = b \left(\tau_{\max} (\ell - x_{-e}) + \xi \int_{x_{-e}}^{x_{-er}} S_{lr} dx \right) \end{array} \right.$$

図-2-4-(2)-(iv) の場合

未知係数: $C_1, C_2, C_3 \ell, C_4 \ell, C_3', C_4', C_3r, C_4r, C_5, C_6$

$$\left. \begin{array}{l} \text{境界条件: } (\bar{\sigma}_1)_{x=0, \ell} = (\bar{\sigma}_2)_{x=0, \ell} = 0 \quad \text{したがって} \quad \left(\frac{dS_{ll}}{dx} \right)_{x=0} = \left(\frac{dS_{ll}}{dx} \right)_{x=\ell} = 0 \\ \text{連続条件: } (S_{ll})_{x=x_e} = (S_{ll})_{x=x_e} = S_e, \quad (S_{ll})_{x=x_{er}} = (S_{ll}')_{x=x_{er}} \\ (S_{ll}')_{x=x_{-r}} = (S_{lr})_{x=x_{-r}}, \quad (S_{lr})_{x=x_e} = (S_{ll})_{x=x_e} = S_e \\ \left(\frac{dS_{ll}}{dx} \right)_{x=x_e} = \left(\frac{dS_{ll}}{dx} \right)_{x=x_e}, \quad \left(\frac{dS_{lr}}{dx} \right)_{x=x_{er}} = \left(\frac{dS_{ll}'}{dx} \right)_{x=x_{er}} \\ \left(\frac{dS_{ll}'}{dx} \right)_{x=x_{-r}} = \left(\frac{dS_{lr}}{dx} \right)_{x=x_{-r}}, \quad \left(\frac{dS_{lr}}{dx} \right)_{x=x_{-e}} = \left(\frac{dS_{ll}}{dx} \right)_{x=x_{-e}} \end{array} \right\} \quad (2-43)$$

たゞし、 X_{er} と X_{-er} は次の N が前記の式(2-40)を満たす値である。

$$\left(\begin{array}{l} X_{er}: N = b \left(\int_0^{x_e} \tau_{\max} dx + \int_{x_e}^{x_{er}} \xi S_{ll} dx \right) \\ = b \left(\tau_{\max} \cdot x_e + \xi \int_{x_e}^{x_{er}} S_{ll} dx \right) \\ X_{-er}: N = b \left(\int_{\ell}^{x_{-e}} (-\tau_{\max}) dx + \int_{x_{-e}}^{x_{-er}} \xi S_{lr} dx \right) \end{array} \right.$$

$$= b \left(\tau_{\max}(\ell - x - e) + \xi \int_{x-e}^{x+ef} S_{II} dx \right)$$

以下の図-2-4-(2)-(V)～(VI)の場合も上記の図-2-4-(2)-(i)～(IV)の場合と同様に求めることができる。

2) 等分布荷重が作用する場合

スパン ℓ の単純はりに等分布荷重 q が作用する場合は、任意点 x の曲げモーメントとせん断力は次のとおりである。

$$M = \frac{qx}{2} (\ell - x) \quad (2-44)$$

$$Q = q \left(\frac{\ell}{2} - x \right) \quad (2-45)$$

この時は、スパンの中央 $x = \ell/2$ に関して左右対称であるから、 $x = 0 \sim \ell/2$ のみを考えればよい。したがって、基本式(2-10)または(2-24)の一般解は次のようになる。

$$\begin{aligned} 0 &= S = Se \left(\tau = \xi \cdot S \right); \\ S_{II} &= C_3 e^{\sqrt{\tau \xi} x} + C_4 e^{-\sqrt{\tau \xi} x} + \frac{Aq}{B\xi} \left(\frac{\ell}{2} - x \right) \\ S_{II}' &= C_3' e^{\sqrt{\tau \xi} x} + C_4' e^{-\sqrt{\tau \xi} x} + \frac{A'q}{B'\xi} \left(\frac{\ell}{2} - x \right) \end{aligned} \quad (2-46)$$

$$Se < S \quad (\tau = \tau_{\max});$$

$$\begin{aligned} S_I &= \frac{B\tau_{\max}}{2} x^2 - Aq \left(\frac{\ell}{4} x^2 - \frac{x^3}{6} \right) + C_1 x + C_2 \\ S_{II}' &= \frac{B'\tau_{\max}}{2} x^2 - A'q \left(\frac{\ell}{4} x^2 - \frac{x^3}{6} \right) + C_1' x + C_2' \end{aligned}$$

各場合の解法は前記の1)集中荷重の場合と同様にできる。

以上に述べた方法で1)集中荷重、2)等分布荷重のいずれの場合も、スパン上の各点のずれ量 S が計算できると、それに対応する打継面のせん断応力 τ は式(2-26)から容易に求まる。

2節 載荷試験

2 PC合成はりに関する試験

断面、寸法が異なる以下の3シリーズのT型断面PC合成はりに対して載荷試験を実施した。

以下にその概要を述べる。

1) Aシリーズ¹⁾

1) 供試体の種類

供試体の断面は図-2-5-(1)で、 α では次の(i)～(c)の要因について検討した。

(i)打継面の状態；粗，滑

- { 粗；粗骨材を露出させ、その最大寸法15mmの1/2程度の凹凸を設けたもの
- { 滑；金ゴテで平滑に仕上げたもの

ただし、いずれの場合も打継面のレイタンスはワイヤブラシで十分に除去した。

(ii) シアーコネクター；シアーコネクター筋比 P_s として次の3種類を選定した。

$0, \quad 0.24, \quad 0.48$ % (形状は図-2-5-(1)に示す)

ただし、以後の“シアーコネクター筋比 P_s ”とは、シアーコネクター全断面積の打継全面積に対する比を表わす。

(i) 打継ぎコンクリート；普通コンクリート2種類（配合Ⅰ，配合Ⅱ）と軽量コンクリート1種類（配合Ⅲ）

(ii) 支点外の張出部における打継面の付着；有，無

有；(i)と同一の粗の状態とし、付着の有るもの

無；グラインダーで平滑に仕上げた後、クリスを塗布してこの部の付着を無くしたもの
なお、プレキャストPC部は配合強度500 kg/cm^2 の普通コンクリート（配合Ⅱ）として、上縁で0，下縁で90 kg/cm^2 の偏心プレストレスを導入するものとした。

以上の要因を組合わせた供試体の種類は表-2-1に示すとおりである。なお、いずれの供試体も打継面でずれが発生しやすいように、ウェフの幅8cmに対し、打継面の付着幅を5cmとした。

ii) 使用材料と示方配合

(i) 使用材料

セメント；プレキャスト部，打継部ともに住友セメント社の普通ポルトランドセメントを用いた。

骨材；普通コンクリートには長良川産の川砂，木曽川産の川砂利を，軽量コンクリートには細粗骨材ともに三井金属鉱業社製の人工軽量骨材（メサライト）を使用した。

鋼材；PC鋼材としては住友電工社製の $\phi 18$ PC鋼棒を用いた。また，シアーコネクターは川崎製鉄社製の $\phi 6$ 普通丸鋼（SR30）を用いて作製した。

以上の使用材料の性質を表-2-2-(1)に示す。

(ii) コンクリートの示方配合

普通，軽量コンクリートの示方配合は表-2-2-(2)に示すとおりである。

表-2-1

供試体の種類 (A シリーズ)

供 試 体 の 記 号	プレキャスト部 コンクリートの配合	打 継 部 コンクリートの配合	打継面の 処理方法	シーコネク ター筋比 Ps (%)	載荷方法 a/h	支点外張 出部の付 着の有無	供 試 体 断 面 ・ 寸 法
T-Ⅰ-R-S0-2.0	Ⅰ	Ⅰ	粗	0	2.0	有	図- 2-5-(1)
T-Ⅰ-R-S0-2.0'	〃	Ⅰ	〃	〃	〃	無	
T-Ⅱ-R-S0-2.0	〃	Ⅱ	〃	〃	〃	有	
T-Ⅱ-R-S0-2.0'	〃	Ⅱ	〃	〃	〃	無	
T-Ⅲ-R-S0-2.0	〃	Ⅲ	〃	〃	〃	有	
T-Ⅲ-R-S0-2.0'	〃	Ⅲ	〃	〃	〃	無	
T-Ⅰ-R-S0-2.5	〃	Ⅰ	〃	〃	2.5	有	
T-Ⅰ-R-S0-2.5'	〃	Ⅰ	〃	〃	〃	無	
T-Ⅱ-R-S0-2.5	〃	Ⅱ	〃	〃	〃	有	
T-Ⅱ-R-S0-2.5'	〃	Ⅱ	〃	〃	〃	無	
T-Ⅲ-R-S0-2.5	〃	Ⅲ	〃	〃	〃	有	
T-Ⅲ-R-S0-2.5'	〃	Ⅲ	〃	〃	〃	無	
T-Ⅰ-S-S0-2.0	〃	Ⅰ	滑	〃	2.0	有	
T-Ⅰ-S-S0-2.5	〃	Ⅰ	〃	〃	2.5	〃	
T-Ⅱ-S-S0-2.0	〃	Ⅱ	〃	〃	2.0	〃	
T-Ⅲ-S-S0-2.5	〃	Ⅲ	〃	〃	2.5	〃	
T-Ⅰ-R-S1-2.0'	〃	Ⅰ	粗	0.24	2.0	無	
T-Ⅰ-R-S2-2.0'	〃	Ⅰ	〃	0.48	〃	〃	
T-Ⅰ-S-S1-2.0'	〃	Ⅰ	滑	0.24	〃	〃	
T-Ⅰ-S-S2-2.0'	〃	Ⅰ	〃	0.48	〃	〃	
T-Ⅱ-R-S1-2.0'	〃	Ⅱ	粗	0.24	〃	〃	
T-Ⅱ-R-S2-2.0'	〃	Ⅱ	〃	0.48	〃	〃	
T-Ⅲ-S-S1-2.0'	〃	Ⅲ	滑	0.24	〃	〃	
T-Ⅲ-S-S2-2.0'	〃	Ⅲ	〃	0.48	〃	〃	

表-2-2 使用材料と示方配合

(1) 使用材料

(i) セメント（普通ポルトランドセメント）

比 重	粉末度 フレン (cm^3/g)	凝 結				安 定 性	フ ロ ー 値	強 さ					
		水量 (%)	始 発 時一分	終 結 時一分				曲 げ (kg/cm^2)			圧 縮 (kg/cm^2)		
								3 日	7 日	28 日	3 日	7 日	28 日
3.16	3 1 3 0	27.0	2-40	3-43		良	237	30.9	48.5	71.7	123	228	415

(ii) 骨 材

種 類		最大寸法 (mm)	比 重	粗粒率
普通	粗骨材	15	2.63	6.12
	細 "	5	2.59	2.26
軽量	粗 "	15	1.42	6.45
	細 "	5	1.87	2.95

種 類	降伏点 (kg/mm^2)	引張強さ (kg/mm^2)	伸 び (%)
SR30($\phi 6$)	34.3	40.0	28.5
第2種PC鋼棒 ($\phi 18$)	89.1	105.4	11.0

(2) コンクリートの示方配合

配合 種別		粗骨材 最大寸法 (mm)	スランブ (cm)	水セメント比 w/c (%)	細骨材率 s/a (%)	単 位 量 (kg/m^3)				
						水 W	セメント C	細骨材 S	粗骨材 G	混和剤
普通	I	15	5 + 1	45.0	44.1	160	359	795	1006	(チューボール) $C \times 0.04\%$
	II	15	7 + 1	43.0	47.5	204	470	846	934	"
軽量	III	15	5 + 1	44.0	41.0	174	400	535	585	"

iii) 供試体の作製

プレキャスト部は打設後 3 週間でオイルジャッキを用いてプレストレスを導入し、直ちに早強ポルトランドセメントを用いた $w/c = 0.45$ のセメントペースト（セメント量の 0.01% のアルミ粉末を混入したもの）でグラウトを実施した。その後 1 週間経過後にフランジ部を打継ぎ、打継ぎ完了後約 8 週で載荷試験を実施した。供試体はこの間、常に散水してビニールシートで覆うことによって養生した。ただし、打継ぎ面は打継ぎ前にワイヤーブラシでレイタンスを十分に取り除いた。

一方、合成はりを用いたコンクリートの以下に列記する性質を調べるために、それと同一バッチのものから次の供試体を各 3 本ずつ作製した。

プレキャスト部；

プレストレス導入時の弾性係数 ($10\phi 20cm$)			
	載荷試験時の圧縮強度	($10\phi 20cm$)	
	“ 弾性係数	($10\phi 20cm$)	
	“ 曲げ強度	($10 \times 10 \times 40cm$)	

打継部；

	載荷試験時の圧縮強度	($10\phi 20cm$)
	“ 弾性係数	($10\phi 20cm$)

iv) 試験方法

載荷試験は図-2-5-(1) に示すようにスパン $l = 160cm$ の単純はりに対して、スパン中央に関して対称な 2 点載荷とし、せん断スパン長のはり全高に対する比を $a/h = 2.0, 2.5$ の 2 種類とした。

荷重は $0.25t$ 刻みとして、各荷重階における打継ぎ面のずれ量とせん断応力、スパン中央のたわみを次のようにして測定した。

イ) ずれ量；図-2-5-(1) に示す位置で、固定金具を用いて最小目盛 $1/1000mm$ のダイヤルゲージをフランジ部（打継部）の下面に取付け、それと同一鉛直面上でウェブ（プレキャスト部）に固定したアタッチメントにダイヤルゲージの先端をあてがい、両部の相対変位量を測定することによってずれ量を求めた。

ロ) 打継ぎ面のせん断応力；図-2-5-(1) のようにせん断スパン内で $10cm$ 間隔にフランジ部の上縁と下縁にパーパーゲージ（ゲージ長 $67mm$ ）をはりつけてひずみを測定した。一方、同一バッチのコンクリートから作製した $10\phi 20cm$ 供試体で求めた圧縮応力～ひずみ関係から、上記のひずみ測定値を用いて応力を求め、フランジ部の各位置での圧縮合力 C を算定した。つぎに、相

隣る 2 断面間 (こゝでは $\Delta X = 10\text{cm}$) の圧縮合力差 ΔC から ΔX 区間の打継面のせん断応力 τ を次式から求めた。

$$\tau = \Delta C / b \cdot \Delta X \quad (b: \text{付着面の幅, こゝでは } 5\text{cm})$$

ハ) たわみ; スパン中央のたわみは最小目盛 $1/100\text{mm}$ のダイヤルゲージで測定した。

2) B シリーズ²⁾

これは曲げ特性を取扱った第 3 編, 3 章の軽量コンクリートを打継いだ T 型断面の PC 合成はりと断面・寸法が全く同じである。打継部は普通コンクリートと軽量コンクリートの 2 種類とした。供試体は表-2-3 に示すとおりである。

表-2-3 供試体の種類 (B シリーズ)

供試体の種類	プレキャスト部 コンクリートの配合	打継部 コンクリートの配合	打継面 処理方法	シーコネク ター筋比 Ps(%)	載荷方法 a/h	支点外張 出部の付 着の有無	供試体 断面 寸法
T-III'-I 5-2.0	H	H	粗	0	2.0	有	図-2-5-(2)
T-III'-I 5-2.0	H	L	〃	〃	〃	〃	

とくに, こゝでは A シリーズと同じ目的で, ウェブ幅の $1/2$ をグラインダーで平滑に仕上げ, うすくグリスを塗布し後に布テープを挟むことによって付着面の幅を減じた。打継面は, 粗骨材をその最大寸法 15mm の $1/2$ 程度露出させて凹凸を設け, 粗な状態にしたがシーコネクターは配置されていない。

プレキャスト部は普通コンクリートで作製し, $\phi 16$ の PC 鋼棒 (高周波熱錬社製) を用い, 上縁で 0, 下縁で 100kg の偏心プレストレスを導入したものである。

セメントはいづれも表-2-4-(1) に示す早強ポルトランドセメント (小野田社製) を用いたが骨材と PC 鋼棒は第 3 編, 3 章の表-3-7 と同一のものである。また, コンクリートの示方配合は表-2-4-(2) に示すとおりである。

供試体はプレキャスト部の打設後 4 週間でフランジ部を打継ぎ, その後 2 週間で載荷試験を実施した。

載荷試験は図-2-5-(2) に示すように, スパン $l = 180\text{cm}$ の単純はりに対してスパンの中央に關して対称な $a/h = 2.0$ の 2 点載荷とした。各荷重階で, 図示の位置で打継面のずれ量とせん断応力, スパン中央のたわみを測定した。これらの測定方法は A シリーズの場合と全く同じである。

表-2-4 使用材料と示方配合

(1) セメント(早強ポルトランドセメント)

比 重	粉末度 (フレン) ($\frac{kg}{cm^3}$)	凝 結			安 定 性	フ ロ ー 値	強 さ							
		水量 (%)	始 発 時-分	終 結 時-分			曲 げ (kg/cm^2)				圧 縮 (kg/cm^2)			
							1日	3日	7日	28日	1日	3日	7日	28日
3.13	3970	28	1-22	2-15	良	247	35.5	45.4	53.2	72.2	104	189	282	440

(2) コンクリートの示方配合

配 合 種 別		粗骨材 最大寸法 (mm)	スランブ (cm)	空気量 (%)	水セメント 比w/c (%)	細骨材率 $\frac{s}{a}$ (%)	単 位 量 (kg/m^3)				
							水 W	セメント C	細骨材 S	粗骨材 G	混和剤
打 継 部	普通(I)	15	7.5-1	7.0	58.3	37.0	175	300	674	1180	ポリリス No.5L
	軽重(I)	15	7.5-1	7.0	66.3	48.3	199	300	575	616	ポリリス No.8
プレキャスト	普通(II)	15	5.0-1	4.5±0.5	36.0	37.0	160	450	649	1130	ポリリス No.5L

3) (C) シリーズ¹²⁾

1) 供試体の種類

供試体は図-2-5-(3)に示す T 型断面の PC 合成はりで、こゝでは要因を次のように選んだ。

(i) 打継部コンクリート；配合強度 200, 300, 400 kg/cm^2 の普通コンクリート

(ii) シアーコネクター筋比； $P_s = 0, 0.57, 1.13, 1.51$ (シアーコネクターの形状は図-2-5-(3)に示すとおりである)

打継面は、粗骨材の最大寸法 15mm の $\frac{1}{8}$ 程度の凹凸を設け、レイタンスをワイヤブラシで十分に除去した。これは前記の A, B シリーズの粗と平滑な場合の中間程度の粗さを有するものである。

プレキャスト部は配合強度 400 kg/cm^2 の普通コンクリートとし、60 kg/cm^2 の一様なプレストレスを導入したものである。

供試体の種類を表-2-5 に示す。供試体記号のうち“Re”のついたものは、各荷重階ごとに荷重を 0.5 t に下げてずれとたわみの回復性を調べるのに供したものである。

なお、供試体はいずれも図-2-5-(3)に示すように打継面でウエフ幅を3cmだけ減ずることによって付着面積を小さくした。

表-2-5 供試体の種類（Cシリーズ）

供試体の種類	プレキャスト部 コンクリートの配合	打継部 コンクリートの配合	打継面 処理方法	シアーコネク ター筋比 Ps(%)	載荷方法 a/h	支点外張 出部の付 着の有無	供試体 断面・法
T-2-0	400	200	粗	0	2.5	有	図- 2-5-(3)
T-3-0	"	300	"	"	"	"	
T-3-0-Re	"	"	"	"	"	"	
T-4-0	"	400	"	"	"	"	
T-4-0-Re	"	"	"	"	"	"	
T-2-a	"	200	"	0.57	"	"	
T-2-a-Re	"	"	"	"	"	"	
T-2-a'	"	"	"	"	2.0	"	
T-2-b	"	"	"	1.13	2.5	"	
T-2-b-Re	"	"	"	"	"	"	
T-2-b-S	"	"	付着切る (ケルシン)	"	"	無	
T-2-c	"	"	粗	1.51	"	有	
T-2-c-Re	"	"	"	"	"	"	

II) 使用材料と示方配合

(i) 使用材料

セメント；両部とも住友社の普通ポルトランドセメントを使用した。

骨材；長良川産の川砂，木曽川産の川砂利を用いた。

鋼材；PC鋼材には住友電工社製のφ18PC鋼棒を用いた。また，シアーコネクターは川崎製鉄社製のφ6普通丸鋼（SR30）を用いて作製した

それらの物理的性質を表-2-6-(1)に示す。

(ii) コンクリートの示方配合

配合強度200，300，400 kg/cm^2 のコンクリートの示方配合は表-2-6-(2)に示すとおりである。

表-2-6 使用材料と示方配合

(1) 使用材料

(i) セメント (普通ホルランドセメント)

比 重	粉末度 ブレン (cm^3/g)	凝 結			安 定 性	フ ー 値	強 き					
		水 量 (%)	始 発 時-分	終 結 時-分			曲げ(kg/cm)			圧縮(kg/cm)		
							3 日	7 日	28 日	3 日	7 日	28 日
3.12	3350	27	2-55	3-50	良	185	19.2	40.4	59.9	64	166	386

(ii) 骨 材

種 類	最大寸法 (mm)	比 重	粗粒率
粗 骨 材	15	2.68	7.03
細 骨 材	5	2.59	3.26

(iii) 鋼 材

種 類	降伏点 (kg/mm^2)	引張強さ (kg/mm^2)	伸 び (%)
SR30 ($\phi 6$)	36.5	45.2	26.0
第3種 PC鋼棒 ($\phi 18$)	115.8	130.5	8.0

(2) コンクリートの示方配合

配 合 種 別	粗骨材 最大寸法 (mm)	スラング (cm)	水セメント比 w/c (%)	細骨材率 s/a (%)	単 位 量 (kg/m^3)				
					水 W	セメント C	細骨材 S	粗骨材 G	混和剤
200	15	5+1	65.0	51.7	167	257	985	932	(チューボール) $\frac{c}{c} \times 0.04\%$
300	15	5+1	49.1	49.5	167	340	946	965	"
400	15	5+1	38.6	47.5	162	420	847	935	"

iii) 供試体の作製

供試体は、プレキャスト部の打設後約4週間でフランジ部を打継ぎ、その後3～4週間で載荷試験を実施した。この間の養生は、いずれも実験室内で“ぬれむしろ”で覆うことによって行なった。

なお、プレストレスの導入はプレキャスト部の打設後3週間で行なったが、グラウトポンプの関係で実施しえないものが多かった。

一方、合成はりに使用したコンクリートの下記の諸性質を調べるために、それと同一バッチのコンクリートから採取した以下の供試体も同時に作製した。

フレキャスト部；

プレストレス導入時の弾性係数	(10φ20cm)
載荷試験時の圧縮強度	(10φ20cm)
“ 弾性係数	(10φ20cm)
“ 曲げ強度	(10×10×40cm)

打継部；

載荷試験時の圧縮強度	(10φ20cm)
“ 弾性係数	(10φ20cm)

IV)試験方法

載荷試験は、図-2-5-(3)に示すようなスパン $l=200\text{cm}$ の単純はりで $a/h=2.5$ （1本のみ $a/h=2.0$ ）のスパン中央に関して対称な2点載荷で行なった。0.25t刻みの荷重階で、最小目盛 $1/1000\text{mm}$ のダイヤルゲージでせん断スパン中央位置のずれ量（Aシリーズと同一方法）と、 $1/100\text{mm}$ のダイヤルゲージでスパン中央のたわみを測定した。なお、Cシリーズはおもに合成はりのずれ破壊耐力に及ぼす打継ぎコンクリートの強度およびシアークネクター筋量の影響を検討するために実施したものである。破壊耐力に関しては本編の第3章で詳述し、考察を加えることにする。

2 押抜きせん断試験（Push-off Test）

前記のAシリーズの合成はり断面、コンクリートの品質、打継面の処理ならびにシアークネクター筋比を同一とした押抜き試験体（図-2-6）を作製した。供試体の形状と試験方法は前に述べたHanson¹⁾はじめとする多くの研究者の方法を参考にしたもので、圧縮試験機を用いて図示の位置に荷重を加えた。

この試験では、従来打継面のせん断応力として荷重/打継全面積とした平均応力が採用され、せん断応力の分布については検討されていないようである。したがって、このようにして求められた平均せん断応力の意味を検討するために、打継面のせん断応力の分布を調べるが必要と考え、ここでは図-2-6に示す位置にバーバーゲージ（ゲージ長67mm）をはりつけてせん断応力の分布を求めた。せん断応力の求め方は1, 1), IV)に述べたものと同一である。

3 節 試験結果と考察

1 打継面におけるせん断応力とずれ量の関係

図-2-7-(1) に合成はりの載荷試験から前記の方法で求めた打継面のせん断応力とそれに対応する位置のずれ量の関係を示す。同図に示す打継面の状態のうち，“粗”は粗骨材（最大寸法15mm）を $\frac{1}{2}$ 程度露出させて凹凸を設けたもの，“滑”は金ゴテで平滑に仕上げたものである。

図示のように、実用的ではないが打継面が平滑でシアークネクターも配置しない場合は、ずれが小さい状態で（ $S=20\sim30\times10^{-3}\text{mm}$ ）突発的なずれ破壊を呈している。この場合を除くと、ずれの小さい領域から著しく大きい領域までを含めて、せん断応力とずれ量の関係は点線で示す折直線で近似できるであろう（式（2-26））。しかし、合成はりの打継面におけるせん断応力とずれ量の関係（ $\tau-S$ ）は、厳密には位置の影響も受けるようであり、これを無視して $\tau-S$ の関係を式（2-26）のように置くことにはやゝ問題が残ると思われる。

一方、図-2-7-(2) は押抜き試験からえられた $\tau-S$ の関係として、Hanson¹⁾の実験結果を引用して示したものである。文献には、図示の押抜き試験の結果と、断面、コンクリートの品質、打継面の処理ならびにシアークネクター筋比を同一とした合成はりのずれ量の測定結果も同時に報告されている。そこで、押抜き試験による $\tau-S$ 関係を用いて、前記の理論式から合成はりのずれ量を計算した場合の参考資料として引用した。

押抜き試験体は図-2-8-(1) のようで、報告されている $\tau-S$ 関係は付着長さ $L=15\text{cm}$ に対する結果である。他の L に対する $\tau-S$ 関係は報告されていないが、 L がこれより長くなると、図-2-9のようにせん断強度 τ_{\max} は $L=15\text{cm}$ の場合よりやゝ小さくなる傾向が認められている。

図-2-7-(2) で，“粗”はチッピングで粗骨材を露出させて10mm程度の凹凸を設けたもの，“滑”は金ゴテで平滑に仕上げたもの，“付着無”とは打継面にシリコンを塗って新旧コンクリート間の付着を完全に無くしたものである。同図から押抜き試験による $\tau-S$ 関係も、合成はりに対するものと同様に平滑でシアークネクターも無い実用的でない特殊な場合を除くと、図示の点線のように前記の式（2-26）で近似することができるであろう。

Hanson の結果をはじめとして従来の押抜き試験では、打継面のせん断応力 τ は荷重を全打継面積で除した平均応力で表わされ、ずれ量 S は付着長さ L の中央位置で測定されている。この点を検討するために、2 節、2 で述べた方法で押抜き試験体の打継面でのせん断応力の分布を求めたものの一例を図-2-10 に示す。同図によると、せん断応力の分布は一様でなく、荷重が小さい間は載荷点に近い領域で大きく、荷重が大きくなると逆に中央～自由端の間で大きくなることが認められる。

また、図中に上の方法で求めた平均せん断応力を併記したが、荷重の大小に関係なく付着長さ L の中央部におけるせん断応力は平均応力にきわめて近いことが示されている。このことは、押抜き試験で打継面の τ - S 関係を表わす方法として平均せん断応力を用いる場合には、ずれ量の測定位置を付着長の中央とすることはある程度妥当であることを示すものであろう。

一方、付着長さ L が長いとせん断強度 τ_{\max} がやゝ小さくなるという図-2-9の結果は、こゝで測定したせん断応力の分布から説明づけられるであろう。なお、 $L=40\text{cm}$ とした本実験の結果では、破壊に近い状態における最大せん断応力は平均せん断応力より10%程度大きいことが認められる。

著者の実施した押抜き試験体の種類は少ないが、せん断強度（破壊荷重/全打継面積として表わしたもの）を他の研究者の結果とあわせて第1編の図-1-2と図-1-3に示した。これは本編の第3章の合成はりのずれ破壊耐力の計算に用いるためのものである。

2 計算式の検討

1) 合成はりのずれ量

図-2-11-(1), 図-2-12-(1)にA, Bシリーズに対するスパン上のずれ量の分布と最大ずれ量の実験値と計算値を示す。最大ずれ量はスパン上の各点で測定したずれ量のうち最大のもので、その位置は大多数の供試体でせん断スパンの中央部であった。したがって、こゝではその位置のずれ量とし、計算値もその位置におけるものとした。ただし、実験値は左右スパンの測定値の平均値として表わしたものである。

図に示す計算値は合成はりで実測した τ - S 曲線（図-2-7-(1)）に基づいて式（2-26）の τ - S 関係を仮定し、曲げひびわれの無い区間と有る区間に対してそれぞれ式（2-10）,（2-24）を併用した1節, 3, 1), iii)の方法で求めたものである。計算ではスパンを100等分、フーリエ級数の展開を30項までとし、各荷重階ごとに $X_e, X_{-e}, X_{er}, X_{-er}$ をトライアル法で求めることにした。

一方、図-2-11-(2), 図-2-12-(2) はHanson¹⁾によって報告されている合成はり（供試体は図-2-8-(2), 表-7）のずれ量の分布（3点載荷の場合）と最大ずれ量を示したものである。この場合の最大ずれ量は、2点載荷と3点載荷ともに支点から $0.25 \times l$ （ l : スパン）の位置に発生したと報告されている。したがって、計算値もこの位置でのものを示した。その位置は著者の実験結果と同様に、せん断スパン（支点とそれに最も近い載荷点間）のはゝ中央と考えてよいであろう。計算値は合成はりと同じ条件の押抜き試験からえられた τ - S 関係（図-2-7-(2)）, 式（2-26）で近似した時の τ_{\max} （ ξ を表-2-7に示す）を用いて求めたものである。ただし、文献では主筋の位置、プレストレスの量、コンクリートの曲げ強度が不明であるので、こゝでは曲げひびわれを考えない1節, 3, 1), i)の方法で計算した。

スハンの分割数とフーリエ級数の展開は上に述べたものと同じで、各荷重階に対応する X_e と $X-e$ の位置をトライアル法で求めた。

表-2-7 N. W. Hanson の合成はりの性質

桁の種類	フレキスト部				打継部		打継面		打継面の $\tau-S$ *2)	
	圧縮強度 (kg/cm^2)	曲げ強度 (kg/cm^2)	弾性係数 ^{*1)} (kg/cm^2)	プレストレス (kg/cm^2)	圧縮強度 (kg/cm^2)	弾性係数 ^{*1)} (kg/cm^2)	処 理	シーコネクター 筋比 P_n (%)	τ_{max} (kg/cm^2)	S_e ($\times 10^{-5} mm$)
BR-I	294		2.6×10^5		222	2.3×10^5	粗 (新旧コンクリート付着有)	0	3.8	4.0
BRS-I	314		2.7		218	23	粗 (新旧コンクリート付着有)	0.46	4.9	6.0
RS-I	290		2.6		144	18	粗 (新旧コンクリート付着有)	"	3.5	10.0
BS-I	327		2.7		210	22	滑 (新旧コンクリート付着有)	"	2.3	3.0
BRS-II	345		3.0		175	21	粗 (新旧コンクリート付着有)	0.34	4.6	6.0
RS-II	328		2.7		219	22	粗 (新旧コンクリート付着有)	"	3.1	10.0
BS-II	337		2.8		246	24	滑 (新旧コンクリート付着有)	"	1.9	2.0

*1) 圧縮強度から、ACI式 $E_c = 4310\rho^{1.5}\sqrt{f'_c}$ を用いて求めたもの

ρ : コンクリートの重量 (l/m^3)

f'_c : コンクリートの圧縮強度 (kg/cm^2)

*2) 合成はりと同じ打継面状態の押し抜き試験から求められたもの (図-2-7-(2)参照)

図-2-11-(1),(2) に示す著者ならびに Hanson の試験はりについてスパン上のずれ量の分布の計算値を実験値と比較すると、支点とその近傍を除く領域でのずれ量の分布はこゝで述べた計算法で比較的良く求めうると考えられる。しかし、著者と Hanson の合成はりはいずれも支点とその近くで実験値が小さくなり、計算値とかなりの相違が認められる。

乙藤²⁾、Saemann⁵⁾等の試験結果でも支点部でずれ量が著しく小さくなることが示されている。この理由として、支点外の張出部における打継面の新旧コンクリート間の付着、ならびに支点反力による打継面に直角な圧縮応力の影響などが推定された。しかし、図-2-11-(1)に示す結果によると(供試体記号で“,”のあるものは張出部の付着をなくしたものの)、張出部の付着のみに原因しているとはいえないようである。このため、本試験の結果からはその原因を明確に示えないが、上に述べた両者が同時に影響しているのではないかと考えられる。

このように支点とその近傍で計算値が実験値とかなり差があるのは、計算の簡略化のためにスパン上の位置に関係なく同一の $\tau-S$ 関係を仮定したためであろう。しかし、支点の近傍を

除いた領域でのずれ量の分布を知る上では、本計算法はかなり満足しうる結果を与えるものと考えられる。

一方、合成はりの一体性を判断する1つの基準としては、スパン上で測定されるずれ量のうちその最大のものが探られているようである。たとえば乙藤等²⁾はこの最大のずれ量が 50×10^{-3} mmに達すると一体性が著しく損なわれ、これを境に一体はりとしての剛性から重ねはりの剛性に変化してゆき、たわみの増大が著しくなることを実験的に認めている。著者の一例と図-2-13に示すが、それによると最大ずれ量とたわみが密接に関係することが明らかである。著者の場合は最大ずれ量が 30×10^{-3} mm程度でたわみの増大、すなわち非一体の挙動が顕著になりはじめている。なお、多くの研究者の試験結果を総合して判断すると、最大ずれ量の生ずる位置はせん断スパン(支点とそれに最も近い荷点間)の中央とみなしてきつつかえないであろう。このため、最大ずれ量を数式的に求めれば一体性の限界を推定する上できわめて便利である。

図-2-12-(1),(2)は合成はりに対する荷重と最大ずれ量の関係を示したものである。それによると、ここで提案した計算法によって荷重の増大に伴う最大ずれ量の変化をかなり良く説明できるのである。

とくに、押抜きせん断試験からえられた τ - δ 関係を用いて、本計算法で求めた図-2-11-(2)、図-2-12-(2)の合成はりのずれ量分布と最大ずれ量をみると、実験値とバラツキもあるが合成はりの傾向を良く示していると考えられる。乙藤等²⁾も押抜きせん断試験は合成はりの打継面の性質を調べる上に有効な方法であることを述べている。すなわち、上記のように合成はりのたわみはずれ量が 50×10^{-3} mmを越えると急激に変化したが、押抜き試験でもずれが 50×10^{-3} mmに達するとせん断応力～ずれ量の関係の変化が急激になり両者が密接に関連することを認めている。

2) 合成はりの打継面のせん断応力

図-2-14はフランジ部の上、下縁のバーハーケージのひずみ測定値から2節の1, 1), IV)の方法で求めた打継面のせん断応力の分布を示す。

同図から、スパンのいずれの部分にも曲げひびわれの発生していない荷重域($P \leq 5t$)では、せん断スパン内ではほぼ一様な分布を示していることがわかる。しかし、せん断スパン内の荷点に近い位置に曲げひびわれが発生する荷重域($P > 8t$)では、この分布は一様でなく荷点～せん断スパンの中央領域では支点寄りの領域に較べて大きくなることが認められる。

一方、曲げひびわれの有無に応じて基礎式(2-10)と(2-24)を併用して求めたせん断応力分布の計算値は、図-2-14-(1)に示すように実験値の傾向をかなり良く示しているといえるであろう。

つぎに、せん断スパン内における打継面の平均せん断応力について考えてみよう。

図-2-15 は打継面でずれ破壊を起した供試体について、計算値と実験値を比較したものである。平均せん断応力の実験値は、せん断スパン内の各区分ごとに測定したせん断応力の平均値として表わしたものである。

一方、計算値としては、ずれを考慮した基礎式(2-10)と(2-24)を併用した方法でバーゲージの貼布位置に対応する各点のせん断応力を求めて平均したもの、および比較のためにずれを無視した設計式(2-1)によるものを示した。ただし、式(2-1)ではコンクリートの全断面を有効とした。前者の計算値は図-2-7-(1)の $\tau-S$ 関係を用いて求めたものである。

同図から以下のことがいえるであろう。

ずれが存在しても、その量が少なく式(2-26)で $S \leq S_e$ ($\tau = \xi S$) の成立つ荷重域では、ずれを考慮した式としない式間での計算値の差は比較的少なく、後者の式でも普通コンクリートおよび軽量コンクリートを打継いだ場合ともに実験値とかなり良く一致していると考えられる。このことは、許容せん断応力³⁾(打継面が粗な時 10 kg/cm^2 、滑な時 5 kg/cm^2)がかなり小さく採られずれがきわめて小さいと考えられる現行の設計士を対象とする場合は問題がないと考えられるが、ずれが存在しても $S \sim S_e$ の荷重域まではそれを無視した式(2-1)を用いても実用的には十分であることを示すものである。

なお、打継面にグリス、シリコン等を塗って付着を無くした実際的でない場合を除くと、図-2-7-(1),(2)の結果ならびに前記の乙藤等の結果を併せて判断して上記の S_e は $S_e = 30 \times 10^3$ mmと考えるのが安全であろう。軽量コンクリートを打継いだ場合も大きな差はないようである。

一方、スパン上の最大ずれ量が S_e を越えてずれ破壊に至るまでの荷重域では、荷重の増大に対するせん断応力の増加はそれ以前の荷重域に較べてかなり小さくなり、非一体の挙動が著しいことがわかる。この荷重域では、ずれを無視した式(2-1)による計算値は実験値より相当に大きくなる。とくに、ずれ破壊に近い状態になると、普通コンクリート、軽量コンクリートを打継いだ場合とともに、その計算式は15%程度大きいせん断応力を見積ることになる。

したがって、 S_e 以上の荷重域になるとずれを無視しえないことが明らかである。従来、ずれ破壊時のせん断応力、すなわち打継面の終局せん断強度を求める場合にも、ずれを無視した式(2-1)が準用されている。しかし、上の結果から考えるとこれは正しいせん断強度を示すものでないことが明らかである。本研究の結果によると、打継面の終局時における実際のせん断強度は、式(2-1)による計算値の85%程度とするのが適当であると考えられる。

図-2-15 に示すように、基礎式(2-10)と(2-24)を併用した計算式は、ずれのきわめ小さい荷重域から大きい荷重域までのせん断応力の変化を説明する1つの手掛りを与えるものであろう。

なお、合成はりの打継面の特性を数値計算例で具体的に示したものを図-2-16 に示す。

図中の ξ は $\tau=\xi S$ の比例常数で、ずれ剛性と考えられ、 $\xi=1.0$ (≡0) : 重ねはり、 $\xi=10^6$ (≡ ∞) kg/cm : 完全合成はり (一体はり) を示している。上に述べたように $S_e=30 \times 10^3 mm$ であって、せん断強度を仮に $\tau_{max}=30 kg/cm$ とすると $\xi=\tau_{max}/S_e=10^4 kg/cm$ となる。この場合はずれが存在するが打継面のせん断応力は完全合成はりとはあまり差のないことがわかるであろう。しかし、 ξ が $10^3 kg/cm$ 程度になると完全合成はりとは著しく異なってくることを示している。

以上は合成はりのずれ量とせん断応力について実験値と計算値を比較した結果を述べた。こゝでは、まず合成はりの載荷試験の結果から τ - S 関係を検討し、まずこれを用いて1節で誘導した基礎式からずれ量とせん断応力を求めてみた。これは、基礎式の適用性についての1つの試みを示したにすぎないものである。

実際には適当なせん断試験から求められた τ - S 関係を用いて、合成はりのずれ量ならびにせん断応力を求めうればきわめて便利である。その1つとして従来しばしば採用されている押抜き試験について検討した。これについては前記のように検討を要する点も残されているが、それから求まる τ - S 関係を用いて計算した合成はりのずれ量の分布ならびに最大ずれ量は各々条件の異なった供試体を全体的にみて実験値とかなり合致するものであることが示された。

3 ずれ量とせん断応力に関する因子

1) ずれ量

(i) シアーコネクタの作用

図-2-17-(1)によると、シアーコネクタを配置した場合は、それのない場合のずれ破壊荷重を境にしてずれ量の増大が著しくなる。しかし、それまでのずれの多少はシアーコネクタの有無にそれほど影響されないようである。

このことは、新旧コンクリート間の付着が破壊された後に、はじめてシアーコネクタが有効に働くことを示すものである。

(ii) 支点外の張出部の付着

図-2-17-(2)から、荷重が大きくなると、この部の付着を無くしたものは有るものに較べて支点に近い位置でのずれ量が大きくなることが認められる。しかし、せん断スパンの中央～スパン中央間のずれ量に及ぼす影響は明瞭ではない。(図-2-11-(1)-(i), (ii) も参照のこと)

(iii) 打継部への軽量コンクリートの使用

図-2-17-(3)から、打継面の粗骨に関係なく、圧縮強度が同程度の軽量コンクリートを打継いだ場合は普通コンクリートのものに較べてずれ量の大きいことが認められる。これは、前者の弾性係数が小さいことに原因しているのではないかと推定される。

(Ⅳ) 除荷時の残留ずれ

図-2-17-(4)によると、ずれ量が荷重に比例する段階では、残留ずれが小さい。しかし、その比例関係が失われ、ずれの増大が著しくなると残留ずれも急激に増大し始めることが認められる。

また、シアーコネクタを配置したものは、それのないものに較べて残留ずれがやゝ小さいようである。

2) 打継面のせん断応力

(i) シアーコネクタの効果

いま、便宜上シアーコネクタのない場合のずれ破壊荷重を P_0 で表わそう。

図-2-18 から、シアーコネクタ筋比が同一の時、打継面が“粗”なものは“滑”なものに較べてそれぞれの P_0 以後のせん断スパン内の平均せん断応力の増大が著しいことがわかる。これは、打継面の凹凸が P_0 以後のシアーコネクタによるせん断応力の伝達作用を一層有効ならしめることを示すものである。

なお、打継面が平滑で、シアーコネクタ筋比が少ない場合（この例では 0.24%）、 P_0 以後ではむしろせん断応力の減少がみられ、次第に重ねはりに近い挙動を呈することがわかる（図-2-19-(3) のようにたわみが著しく増大している）。

(ii) 打継部への軽量コンクリートの使用

前に示した図-2-15 から、この場合の終局せん断強度は同一圧縮強度の普通コンクリートを打継いだ時の 80% 程度と考えられた。したがって、軽量コンクリートを床版に打継いだ合成はりに対する打継面の設計では、当面は許容せん断応力を普通コンクリートに対する場合の 80% 程度に採るのが適当であろう。

3) たわみ

(i) シアーコネクタの効果

図-2-19-(1) に示すように、ずれの小さい荷重域 $P \leq 10t$ （シアーコネクタのないものに対する最大ずれ量が $S < 3.0 \times 10^{-3} \text{mm}$ ）では、シアーコネクタの有無でたわみにほとんど差が認められない。しかし、 $P > 10t$ になると、その無いものではずれが急激に増大し始め、たわみの増大も著しくなる。

(ii) 打継面の粗滑

次章で述べるように、打継面の粗滑はずれ破壊耐力に影響することは明らかである。

しかし、わずかのずれ量から突発的なずれ破壊を起す“滑”の場合も（シアークネクターの無いもの）、その破壊時までのたわみは“粗”な場合と差のないことは図-2-19-(2)に示しておりである。

なお、図-2-19-(3) は打継面が平滑で、シアークネクター筋比が少ない場合（ $P_s=0.24\%$ ）の一例を示したものである。これは、上の2)せん断応力の項で述べたように $P_0(=8t)$ で打継面の付着が完全に失なわれ、以後のせん断力の伝達はシアークネクターのみによって行なわれたことを示すものである。同図から、 $P > 8t$ 以後ではたわみが著しく増大していることが明らかである。

3 章 合成はりのずれ破壊耐力

コンクリート合成はりの破壊型式は大きく分けると次のように分類できよう。

(1)曲げ破壊（鉄筋または P C 鋼材の降伏—コンクリートの圧潰）

(2)ずれ破壊（打継面での新旧コンクリートの付着破壊）

(3)せん断破壊（斜引張ひびわれ破壊）

(1)の曲げ破壊はせん断応力が小さくなるように打継面積が十分に広くとられている場合または、シアコネクターで適切に補強されている場合に生ずるものである。第 1 編に述べた従来の研究結果によると、その破壊耐力は一体はりと同じの計算方法によって実用上は十分である。このことは、第 3 編以降に述べる種々の合成はりに対する結果によっても妥当であることが確かめられた。

一方、(2)のずれ破壊は、合成はりのみにみられる特有の破壊型式で、打継面の処理ならびにシアコネクターの配置が適当でない場合に生ずるものである。この破壊は(3)のせん断破壊と同様に脆性型の破壊様相を呈するので、合成はりの設計上、これが曲げ破壊に先行することは望ましくない。

したがって、合成はりではずれ破壊に対する強さの算定は重要であるが、これを推定する計算法は現在のところ確立されていない。

ずれ破壊耐力を推定する方法としては、従来の考え方にしたがって、ずれを無視して求めた打継面のせん断応力が限界値に達すると破壊が起ると仮定するのも一つの方法であろう。しかし、前章で述べたようにずれ破壊に近くなると、すでに著しいずれが生じている。したがって、それを無視して求めたせん断応力は実験値とかなり差が認められた。

このことから、ずれ破壊耐力の推定法としては、せん断応力のみに着目する方法には無理があると考えられ、ずれとせん断応力をともに考慮するのがより合理的な考え方であろう。

本章では、後者の考え方に立って合成はりのずれ破壊耐力を算定する方法として、合成はりの打継面におけるせん断応力とずれ量の間に成立する前記の基礎式を利用した解法について検討してみた。

1 節 ずれ破壊耐力の計算法¹³⁾

こゝでは、次のような方法で合成はりのずれ破壊耐力を推定してみた。

(1)合成はりの打継面のせん断応力とずれ量の関係を、2 章の式(2-26)と同様に図-2-20 のように仮定する。

せん断強度 τ_{\max} は、押抜き試験からえられた第 1 編の図-1-3 に示す結果を参考にして、次

式で与えられると考えた。

普通コンクリートを打継いだ場合；

$$\tau_{\max} = 0.12 \bar{\sigma}_{c1} + 0.001 \times \bar{\sigma}_{c1} \cdot P_s \cdot \bar{\sigma}_{sy} \quad (2-47)$$

軽量コンクリートの場合；(2章・3節・3・2)を参考にして)

$$\tau_{\max} = 0.8 \times (0.12 \bar{\sigma}_{c1} + 0.001 \bar{\sigma}_{c1} \cdot P_s \cdot \bar{\sigma}_{sy}) \quad (2-48)$$

ここに、

$\bar{\sigma}_{c1}$ ：打継部コンクリートの圧縮強度 (kg/cm^2)

打継部コンクリートの強度を用いたのは合成はりでは打継部の強度がプレキャスト部より小さいのが普通であるからである。

$\bar{\sigma}_{sy}$ ：シアーコネクタの降伏点 (kg/cm^2)

P_s ：シアーコネクタ筋比(%)

上の式(2-47)と(2-48)を、2章で実測した合成はりの打継面強度と比較すると大きい場合と小さい場合があり、バラツキが認められたが、全体的にみると比較的良く合致していると考えられる。

一方、ずれ量 S_e 、 S_{\max} もかなりの範囲に変動しているが、2章で述べた押抜き試験ならびに合成はりの試験結果から、 $S_e \approx 30 \times 10^{-3} mm$ 、 $S_{\max} \approx 200 \times 10^{-3} mm$ とするのがまず妥当であると考えられる。

(2) ずれ破壊はせん断スパンの中央位置におけるずれ量が、(1)の S_{\max} に達した時に生ずるものと仮定する。

2章で述べたように合成はりのずれ量の最大値はせん断スパンの中央に生ずると考えられ、計算値もこの位置に生ずるずれ量に関して実験値と比較的良く合致することが示されている。

(3) 基礎式としては、コンクリートの全断面を有効とした式(2-10)を用いることにした。

実際には曲げひびわれの有無に応じて、式(2-10)と(2-24)を併用すべきである。しかし、この場合は、与えられた位置におけるずれ量が S_{\max} に達する時の荷重を求める必要があり、両式を併用した解は相当の計算時間を要し実用的でないきらいがある。

以上の推定法は、載荷試験の結果で認められた打継面の特性を考えに入れた実験公式の域を出るものではなく、計算上の仮定そのものについてはさらに検討を要する点も多い。しかし、計算の方法は比較的簡便である。ちなみに、スパンを100分割、フーリエ級数の展開を30項目までとし、所要の境界条件と連続条件を満足する X_e ($S=S_e$ の位置) と X_{-e} ($S=-S_e$ の位置) をトライアル法で求め、これより破壊荷重を求めるまでの計算時間は超小型電子計算機 HITAC103 で約1分30秒である。

2 節 供試体の種類

供試体としていづれも T 型断面の合成はりで、著者が実施した 2 章の A, B, C シリーズのものの他に、Suemann⁵⁾、田辺¹⁴⁾の実験結果も著者の方法による計算値と比較検討した。

供試体の種類とその諸性質を一括して表-2-8 に、またそれらの断面寸法と載荷方法を図-2-21 に示す。

表-2-8 に示す供試体の種類はかなり広範囲にわたるものであって、シアークネクター筋比は $P_s = 0 \sim 1.5\%$ 、打継部コンクリートの圧縮強度は $\sigma_{c1} = 160 \sim 560 \text{ kg/cm}^2$ (普通コンクリートと軽量コンクリート)、 $a/h = 2 \sim 3$ である。また、打継面の状態は、A, B シリーズ：粗骨材最大寸法 15 mm の 1/2 程度の凹凸、C シリーズ：粗骨材最大寸法 15 mm の 1/5 程度の凹凸、田辺の実施はり：粗骨材最大寸法 12.5 mm の 1/2 程度の凹凸、Seamann の実施はり：10 mm ($3/8 \text{ in.}$) 程度の凹凸、である。コテで十分に平滑に仕上げられたものは含まれていない。しかし、この点に関しては著者の実施した 2 章の A シリーズの 1 部のものについて次節で別途検討することにする。

3 節 結果と考察

各供試体の載荷試験の結果から認められた破壊型式と破壊荷重の実験値、ならびに前記の方法で求めたずれ破壊荷重の計算値は表-2-9 に示すとおりである。

表-2-9 に示すように、打継部が普通コンクリートならびに軽量コンクリートの場合ともに計算値はずれ破壊荷重の実験値と比較的良好に合致しているといえるであろう。いま、ずれ破壊（曲げ破壊とずれ破壊がほぼ同時に生じたと考えられるものも含めて）を呈した供試体についての実験値の計算値に対する比 P_u/P_{u1} の全平均をとると 0.94 となる。供試体の条件がかなり広範囲のものであり、この結果からコンクリート合成はりのずれ破壊に対する破壊安全度を推定するための計算式として、こゝで提案した方法は実用上十分な精度を有するものであると考えられる。

こゝでは、普通コンクリートのプレキャスト部に軽量コンクリートを打継いだ合成はりについても検討した。表-2-9 の結果から、この場合には式 (2-48) のように打継面のせん断強度はそれと同一圧縮強度の普通コンクリートを打継いだ場合（式 (2-47)）の 80% 程度になるが、合成はりのずれ破壊荷重そのものは両合成はりではほとんど相異なることが理論的にも実験的にも明らかである。これは、合成はりのずれ破壊荷重がプレキャスト部と打継部コンクリートの変形特性（本計算式では弾性係数という形で考慮されている）にも影響されていることを示すものであろう。

さらに、表-2-9 の結果によると打継面のせん断強度を式 (2-47) または (2-48) で与えることによって合成はりのずれ破壊荷重とシアークネクター筋比の関係は比較的良好に説明しうるのである。

表-2-8 供試体の諸性質

供試体の種類			プレキャスト部		打 継 部		シア-コ ネクター 筋 比	シア-コ ネクター 筋 比	*** τ_{max}
実施者	番号	供試体の記号	σ_{c2} (kg/cm^2)	E_2 ($\times 10^5 kg/cm^2$)	σ_{c1} (kg/cm^2)	E_1 ($\times 10^5 kg/cm^2$)	$P_s(\%)$	$\sigma_{sy}(kg/cm^2)$	(kg/cm^2)
著者 (トシノス)	1	T-HH'-I-5-2.0	464	3.57	208	2.42	0	—	25.0
	2*	T-HL'-I-5-2.0	464	3.57	200	1.55	0	—	24.0
著者 (Cシノス)	3	T-2-0	331	3.49	171	2.31	0	—	20.5
	4	T-3-0, T-3-0-Re	459	3.53	210	2.78	0	—	25.2
	5	T-4-0	461	3.73	378	3.06	0	—	45.4
	6	T-2-a	331	3.49	159	2.71	0.57	3650	22.4
	7	T-2-a-Re	312	3.53	171	2.31	0.57	3650	24.1
	8	T-2-a'	391	3.76	172	2.91	0.57	3650	24.1
	9	T-2-b	289	3.49	166	2.71	1.13	3650	27.7
	10	T-2-b-Re	354	3.64	163	2.42	1.13	3650	27.4
	11	T-2-c	289		166		1.51	3650	
	12	T-2-c-Re	354		166		1.51	3650	
著者 (Aシノス)	13	T-I-R-S0-2.0	591	3.54	483	3.35	0	—	58.0
	14	T-I-R-S0-2.0'	591	3.54	483	3.35	0	—	58.0
	15	T-II-R-S0-2.0	508	3.73	461	3.40	0	—	55.3
	16	T-II-R-S0-2.0'	508	3.73	461	3.40	0	—	55.3
	17*	T-III-R-S0-2.0	569	4.25	406	1.50	0	—	48.7
	18*	T-III-R-S0-2.0'	569	4.25	406	1.50	0	—	48.7
	19	T-I-R-S0-2.5	591	3.54	483	3.35	0	—	58.0
	20	T-I-R-S0-2.5'	591	3.54	483	3.35	0	—	58.0
	21	T-II-R-S0-2.5	508	3.73	461	3.40	0	—	55.3
	22	T-II-R-S0-2.5'	508	3.73	461	3.40	0	—	55.3
	23*	T-III-R-S0-2.5	569	4.25	406	1.50	0	—	48.7
	24*	T-III-R-S0-2.5'	569	4.25	406	1.50	0	—	48.7
	25	T-I-R-S1-2.0'	567	3.54	422	3.32	0.24	3430	54.1
	26	T-I-R-S2-2.0'	567	3.54	422	3.32	0.48	3430	57.5
	27	T-II-R-S1-2.0'	527	3.65	566	3.74	0.24	3430	72.1
	28	T-II-R-S2-2.0'	527	3.65	566	3.74	0.48	3430	77.2
** 田辺	29	C8	296	2.76	238	2.47	0	—	28.6
	30	C9	379	3.12	324	2.88	0	—	38.9
	31	C10	393	3.18	324	2.88	0	—	38.9
	32	R2	409	3.24	403	3.22	1.2	3000	65.3
	33	R3	482	3.52	428	3.32	1.2	3000	69.4
	34	R4	526	3.68	474	3.49	0.6	3000	66.9
	35	R5	523	3.66	464	3.45	0.6	3000	65.4
Sae. mura	36	C-15	213	2.02	225	2.21	0	—	27.0
	37	C-16	213	2.08	215	2.10	0	—	25.8

* 印は軽量コンクリートを打継いだもの

** 印は弾性係数が不明であるから、圧縮強度を用いてACI式 $E_c = 4310 \rho^{1.5} \sqrt{\sigma_c}$ から推定した

*** 印は式(2-47)または式(2-18)によるもの

表-2-9 ずれ破壊荷重の計算値と実験値

供試体の種類			実験値	計算値	Pu/Pu'	実験による破壊型式
実施者	番号	供試体の記号	$Pu(t)$	$Pu'(t)$		
著者 (Bシリーズ)	1	T-HH'-1-5-2.0	8.0	6.5	1.23	ずれ
	2*	T-HL'-1-5-2.0	$\frac{7.0}{9.0}$ 8.0	5.9	1.35	"
著者 (Cシリーズ)	3	T-2-0	4.5	5.1	0.89	"
	4	T-3-0, T-3-Re	$\frac{5.65}{6.15}$ 5.9	5.9	1.00	"
	5	T-4-0	9.6	9.6	1.00	"
	6	T-2-a'	5.5	5.7	0.97	"
	7	T-2-a-Re	7.5	6.2	1.20	曲げ-ずれ
	8	T-2-a	10.2	7.0	1.46	ずれ
	9	T-2-b	8.0	6.9	1.16	曲げ-ずれ
	10	T-2-b-Re	9.8	6.9	1.42	曲げ
	11	T-2-c	7.4	7.1	1.04	曲げ-ずれ
	12	T-2-c-Re	9.9	7.2	1.37	曲げ
著者 (Aシリーズ)	13	T-1-R-S0-2.0	12.8	13.6	0.94	ずれ
	14	T-1-R-S0-2.0'	11.8	13.6	0.87	"
	15	T-1-R-S0-2.0	12.5	13.2	0.95	"
	16	T-1-R-S0-2.0'	12.5	13.2	0.95	"
	17*	T-1-R-S0-2.0	12.0	12.6	0.95	"
	18*	T-1-R-S0-2.0'	11.9	12.6	0.94	"
	19	T-1-R-S0-2.5	11.6	12.5	0.93	"
	20	T-1-R-S0-2.5'	10.6	12.5	0.85	"
	21	T-1-R-S0-2.5	7.5	12.3	0.61	"
	22	T-1-R-S0-2.5'	9.5	12.3	0.77	"
	23*	T-1-R-S0-2.5	10.5	11.6	0.91	"
	24*	T-1-R-S0-2.5'	11.5	11.6	0.99	"
	25	T-1-R-S1-2.0'	16.5	13.0	1.27	曲げ-ずれ
	26	T-1-R-S2-2.0'	17.7	17.6	1.00	曲げ
	27	T-1-R-S1-2.0'	12.8	13.5	0.95	ずれ
	28	T-1-R-S2-2.0'	17.5	16.7	1.05	曲げ
田 辺	29	C 8	5.6	6.2	0.91	ずれ
	30	C 9	7.0	8.2	0.86	"
	31	C 10	6.8	8.2	0.83	"
	32	R 2	10.4	12.2	0.86	"
	33	R 3	10.9	13.0	0.84	"
	34	R 4	9.3	12.6	0.74	"
	35	R 5	9.9	12.3	0.80	"
Saemann	36	C-15	16.3	16.3	1.00	"
	37	C-16	23.6	17.3	1.36	"

なお、打継面をコテ仕上げして平滑にした場合については（レイタンス分は打継ぎ前にワイヤブラシと水洗によって除去する）次のことがいえるであろう。

表-2-10 は著者の実施した 2 章の A シリーズのものと同一条件の供試体について打継面の粗滑の影響を調べたものである（粗な場合の供試体は表-2-9 に示すものと同一である）。表-2-10 の実験結果によると、打継面が平滑な場合のずれ破壊荷重は粗な場合の 70% 程度になることが認められる。したがって、合成はりの施工上望ましいものではないが打継面が平滑な場合には、粗な場合に対するずれ破壊荷重の計算値の 70% 程度と考えるのが適当であろう。

表-2-10 打継面の粗滑とずれ破壊耐力の関係

供試体の種類	打 継 面 粗 P_{u1} (t)	平 継 面 粗 P_{u2} (t)	P_{u1}/P_{u2}	備 考 シア-コネクタ-筋比
T-I-S-S0-2.0	10.1	12.8	0.78	$P_s = 0\%$
T-I-R-S0-2.0				
T-II-S-S0-2.0	9.9	12.0	0.82	$P_s = 0\%$ (軽量打継)
T-II-R-S0-2.0				
T-I-S-S1-2.0'	12.2	16.5	0.73	$P_s = 0.24\%$
T-I-R-S1-2.0'				
T-II-S-S1-2.0'	8.5	12.8	0.66	
T-II-R-S1-2.0'				
T-I-S-S2-2.0'	13.1	$\geq 17.7^*$	≤ 0.74	$P_s = 0.48\%$
T-I-R-S2-2.0'				
T-II-S-S2-2.0'	13.0	$\geq 17.5^*$	≤ 0.74	
T-II-R-S2-2.0'				

* 曲げ破壊が先行したもの

4 章 合成はりへの樹脂接着剤の利用について

本章では、合成はりの打継面に樹脂接着剤を利用した場合の接着効果を検討した。¹²⁾ 以下にその概要を述べる。

1 節 試験の概要

1 供試体の種類

ウェブのプレキャスト PC 部は配合強度を $400 \frac{kg}{cm^2}$ (表-2-13 の示方配合Ⅲ) とし、 $90 \frac{kg}{cm^2}$ の一様プレストレスを導入したものである。

一方、フランジ部にあたる打継部は配合強度を 200, $400 \frac{kg}{cm^2}$ の 2 種類とし、それぞれに対してスランブを 5, 15cm の 2 種類、合計 4 種類とした。

接着剤は、コンクリートの打継ぎ用のエポキシ樹脂で、こゝでは粘度の異なった 2 種類 (Resin A: 1700cps, Resin B: 290cps) を選定した。

なお接着剤の効果を検討するために、それを用いない合成はりも作製した。

供試体の種類を表-2-11 に、その断面寸法を図-2-22 に示す。

表-2-11 供試体の種類

供試体の種類		コンクリートの配合 (配合強度)		接着剤の種類
		プレキャスト部	打 継 部	
打 継 部 $200 \frac{kg}{cm^2}$ シリーズ	T-2-0	Ⅲ (400)	I (200)	—
	T-2-Resin A	〃	I (200)	A
	T-2'-Resin A	〃	Ⅱ (200)	A
	T-2-Resin B	〃	I (200)	B
	T-2'-Resin B	〃	Ⅱ (200)	B
打 継 部 $400 \frac{kg}{cm^2}$ シリーズ	T-4-0	Ⅲ (400)	Ⅲ (400)	—
	T-4-Resin A	〃	Ⅲ (400)	A
	T-4'-Resin A	〃	Ⅳ (400)	A
	T-4-Resin B	〃	Ⅲ (400)	B
	T-4'-Resin B	〃	Ⅳ (400)	B

表-2-13 コンクリートの示方配合

配合(配合強度)	粗骨材の 最大寸法 (mm)	スラブ (cm)	水セメント比 W/C (%)	細骨材率 S/a (%)	単 位 量 (kg/m ³)			
					水 W	セメント C	細骨材 S	粗骨材 G
I (200)	15	5	65.0	51.7	167	257	785	732
II (200)	15	15	65.0	50.8	187	288	898	868
III (400)	15	5	38.7	47.5	162	420	847	935
IV (400)	15	15	38.7	44.1	187	483	709	900

3 供試体の作製

プレキャスト部は打設後約3週間でプレストレスを導入し、その後1週間でフランジ部のコンクリートを打継いだ。

打継ぎ面は、接着剤を用いた供試体では金コテ仕上げとし、それを用いないものでは粗骨材最大寸法の $\frac{1}{5}$ 程度の凹凸を設けた。

打継ぎにあたっては、打継ぎ面のレイタンスをワイヤブラシで除去し、型枠油などの付着しないようにアセトンで十分に拭きとり清浄にした。接着剤はメーカーの仕様に定められた厚さに塗布した。

コンクリートの打継ぎ後は2日で脱型し、その後4週間目に載荷試験を実施するまで、室温25～30℃の実験室内で湿布養生を行った。

なお、合成はりに用いたコンクリートの下記の諸性質を調べるための供試体も同時に作製した。

プレキャスト部：

{	プレストレス導入時の弾性係数：10φ20cm
	載荷試験時の圧縮強度：10φ20cm
	“ 弾性係数：10φ20cm
	“ 曲げ強度：10×10×40cm

打継ぎ部：

{	載荷試験時の圧縮強度：10φ20cm
	弾性係数：10φ20cm
	曲げ強度：10×10×40cm

4 試験方法

載荷試験は図-2-22 に示すように、スパン180cmの単純はりに対する2点載荷によって行な

った。

各荷重階でスパン中央のたわみを最小目盛 $1/100 \text{ mm}$ のダイヤルゲージで、せん断スパンの中央位置におけるずれ量を最小目盛 $1/1000 \text{ mm}$ のダイヤルゲージを用いて測定した。

2 節 試験結果と考察

1 試験結果

合成はりに使用したコンクリートの諸性質と導入プレストレス量を表-2-14 に示す。

せん断スパンの中央部で測定したずれ量とスパン中央のたわみをそれぞれ図-2-23，図-2-24 に示す。

曲げひびわれ荷重と破壊荷重を表-2-15 に示す。ただし、いづれの供試体も打継面でずれ破壊を呈した。

なお、表-2-15 の曲げひびわれ荷重の計算値 Per' は打継面でのずれを無視して次式から求めたものである。

$$\begin{aligned} Per' &= \frac{2}{a} \times Mer' \\ Mer' &= (\sigma_b + \sigma_p) \cdot W \end{aligned} \quad (2-49)$$

ここに、

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_b: \text{プレキャスト部コンクリートの曲げ強度} \\ \sigma_p: \text{プレキャスト部の下縁の有効プレストレス} \\ W: \text{両部の弾性係数を考慮した換算断面の下縁に対する断面係数} \\ a: \text{支点から荷重点までの距離} \end{array} \right.$$

一方、破壊荷重の計算値 Pu' は、3 章の方法で求めたずれ破壊荷重である。

2 考 察

1) 打継面のずれ

図-2-23に示すように、打継ぎコンクリートの品質に関係なく、低粘度型接着剤(B)を使用した場合は $P=2t$ から打継面に著しいずれを生じている。このために、この段階で図-2-24 のようにたわみの増大が著しく、一体性はほとんど失われていると考えられる。

一方、高粘度型の接着剤(A)を用いた場合は接着剤(B)に較べてかなり良好な接着効果が期待できると考えられる。

表-2-14 使用コンクリートの諸性質

供 試 体		プレキャスト部				打 継 部		
		$\bar{\sigma}_c$	$\bar{\sigma}_b$	E_c	$\bar{\sigma}_p$	$\bar{\sigma}_c$	$\bar{\sigma}_b$	E_c
打 継 部 200 $\frac{kg}{cm^2}$ シリーズ	T-2-0	331	51.5	349	529	171	24.3	231
	T-2-Resin A	385	61.1	332	100.0	218	29.0	208
	T-2'-Resin A	443	45.9	346	66.6	259	29.8	210
	T-2-Resin B	451	42.3	364	65.6	176	31.0	187
	T-2'-Resin B	342	39.0	316	55.0	192	32.9	175
打 継 部 400 $\frac{kg}{cm^2}$ シリーズ	T-4-0	461	67.4	373	50.5	378	63.2	306
	T-4-Resin A	385	61.1	332	52.9	325	36.0	300
	T-4'-Resin A	396	52.1	294	54.7	337	37.3	247
	T-4-Resin B	409	46.7	340	97.0	343	45.4	259
	T-4'-Resin B	372	46.7	310	50.0	337	38.0	272

$\bar{\sigma}_c$: 圧縮強度 (kg/cm^2) $\bar{\sigma}_b$: 曲げ強度 (kg/cm^2) E_c : 弾性係数 ($\times 10^5 kg/cm^2$)

$\bar{\sigma}_p$: プレストレス (kg/cm^2)

表-2-15 載荷試験の結果

供 試 体		曲げびわれ荷重			ずれ破壊荷重		
		実験値 $P_{cr}(t)$	計算値 $P_{cr}'(t)$	$\frac{P_{cr}}{P_{cr}'}$	実験値 $R_u(t)$	計算値 $R_u'(t)$	$\frac{R_u}{R_u'}$
打 継 部 200 $\frac{kg}{cm^2}$ シリーズ	T-2-0	4.0	3.30	1.21	4.5	5.3	0.85
	T-2-Resin A	3.75	3.60	1.04	8.0	6.3	1.27
	T-2'-Resin A	3.00	2.51	1.19	6.3	7.3	0.86
	T-2-Resin B	2.00	2.37	0.84	2.3	5.6	0.41
	T-2'-Resin B	2.00	2.24	0.89	2.2	5.7	0.39
打 継 部 400 $\frac{kg}{cm^2}$ シリーズ	T-4-0	3.0	3.24	0.93	9.6	9.6	1.00
	T-4-Resin A	3.0	2.66	1.13	10.5	8.5	1.24
	T-4'-Resin A	3.0	2.50	1.20	8.1	8.6	0.94
	T-4-Resin B	2.0	3.28	0.61	3.0	9.0	0.33
	T-4'-Resin B	2.25	2.23	1.01	2.5	8.7	0.29

2) 曲げひびわれ耐力

表-2-15 によると、接着剤(B)を用いたものでは接着剤(A)または用いない場合に較べて曲げひびわれ耐力が低下し、完全な一体性を仮定して求めた計算値をかなり下回っていることが認められる。これは、上記のように接着剤(B)の場合には $P=2t$ ですでに著しいずれが生じ、一体性が失なわれると同時にひびわれが発生したためと考えられる。

3) 破壊耐力

つぎに、表-2-15 のずれ破壊耐力について考えてみよう。

低粘度型接着剤(B)を用いた場合は、打継ぎコンクリートの品質に関係なく、接着剤(A)を用いたものに較べてずれ破壊耐力はきわめて小さく、前記の方法で求めたずれ破壊耐力の計算値より著しく小さかったばかりでなく、接着剤を用いずに多少の凹凸をつけただけのものに較べてもずれ破壊耐力が小さかった。

一方、高粘度型接着剤(A)については、打継ぎコンクリートのスランプが15cmの場合は上述の接着剤を用いないものとのずれ破壊耐力の実験値／計算値の比はほとんど変らない。しかし、打継ぎコンクリートのスランプを5cmにした場合は、接着剤を使用しないものよりずれ破壊耐力がかなり増大し、実験値は前記の計算値を約25%上回ることが認められる。

以上のように、本研究の結果によると、接着剤としては高粘度型のものは低粘度型のものより望ましく、打継ぎコンクリートとしては同一配合強度でもスランプの小さいものを使用するのが適当である。

5 章 結 論

本編は合成はりの打継面の力学的特性を対象として考察を加えたもので、種々の条件のもとで行なった載荷試験の結果から、打継面でのずれ量，せん断応力ならびに合成はりのずれ破壊耐力等を検討するとともに，併せて理論的解析を行なった結果について述べた。

その結果を要約すると以下のとおりである。

1)合成はりの打継面に作用するせん断応力 τ とずれ量 S の間には，次の関係式がえられた。

$$\frac{d^2 S}{dx^2} = -A \cdot Q + B \cdot \tau$$

ただし， Q は荷重によるせん断力， A と B は打継部とプレキャスト部のコンクリートの特性，断面寸法，ひびわれの有無によって決まる係数である。

合成はりの載荷試験あるいは押抜き供試体の試験からえられた $\tau-S$ の関係を用いて，上の関係式からずれ量およびせん断応力を求めた結果，支点とその近傍領域を除くスパン上の各ずれ量，および荷重の増大に伴うせん断スパン内のせん断応力の分布と平均せん断応力の変化の様相をかなり精度よく解析しうることがわかった。しかし， $\tau-S$ の関係を一層合理的に表わす方法とそれを求めるせん断試験方法の詳細な検討も必要である。

2)従来の報告と同様に，本実験の結果によってもスパン上のずれ量の分布はせん断スパンの中央で最大で，支点部と載荷点直下では小さくなる不均一な分布を呈することが認められた。これは，打継面に直角に作用する圧縮応力の影響の他に，とくにずれ破壊に近い状態での支点部のずれ量は支点外張出部の付着の影響も受けるためであろう。

3)合成はりのせん断スパン内における打継面のせん断応力の分布を測定したところ，載荷点の近くに曲げひびわれ発生後の荷重域では，載荷点～せん断スパンの中央までの領域では支点～せん断スパンの中央間よりせん断応力が大きくなり，一様分布を示さなくなることが認められた。

一方，せん断スパン内の平均せん断応力に関しては，(i)ずれが存在しても $S \leq 30 \times 10^{-3}$ mmの荷重域ではそれを無視した計算式(2-1)を用いて実用上は十分であり，許容せん断応力が小さく制えられている現行の設計を対象とする場合はこの範囲にあること，(ii)それ以上の荷重域になると荷重の増加に対するせん断応力の増加が小さくなり，式(2-1)は実験値より大きな応力を与えることが示された。

したがって，ずれ破壊時の終局せん断強度を求めるのに，従来のように式(2-1)を準用することには問題があり，その計算値の85%程度と考えるのが適当である。

4)シアコネクターによる打継面のせん断応力の伝達効果は，新旧コンクリート間の付着が破壊

された後に著しくなること、また打継面に凹凸を設けることはこの効果を一層増加させることが認められた。

5)合成はりに特有の破壊型式である打継面のずれ破壊に対する耐力は、せん断スパン内の最大ずれ量がある限界値に達した時に起るとの前提に立ち、次の仮定のもとに求めた計算法で比較的良く推定することができた。

(i)最大のずれ量はせん断スパンの中央位置に生じ、その限界値は $S_{max}=200 \times 10^{-3}$ mm とする。

(ii)粗面に打継いだとき、せん断強度は次式で与えられる。

普通コンクリートを打継いだ場合：

$$\tau_{max} = \sigma_{c1} \times (0.12 + 0.001 \times P_s \sigma_{sy})$$

軽量コンクリートを打継いだ場合：

$$\tau_{max} = \text{上記の80\%}$$

ただし、打継面が平滑な時は、上記による計算値の70%と考えるのが適当である。

なお、これらはいずれも打継面のレイタンスを十分に取り除くことを前提にしていることはいうまでもない。

6)打継ぎ部に軽量コンクリートを使用した合成はりでは、同一圧縮強度の普通コンクリートを打継いだ場合に較べて、ずれ量がやや大きく、打継面のせん断強度は20%程度小さくなるが、ずれ破壊耐力は同等と考えられた。

7)打継面への樹脂接着剤の使用については、安定した効果が期待できるかどうかについて今後多くの試験を実施する必要がある。しかし、本試験の結果ではエポキシ系で粘度の高いもの、また、打継ぎコンクリートとしてはスランプの小さいもの（単位水量の少ないもの）を使用した場合には良好な接着効果が期待しうると考えられた。

（付）記号の説明

本文中に説明しなかった記号はそれぞれ以下のとおりである。ただし、添字“1”、“2”はそれぞれ打継部、プレキャスト部に対するものを示す。

b_1, b_2 : 各部の断面の幅

b : 両部の接触面（付着面）の幅

h_1, h_2 : 各部の高さ

h : 両部の図心間の距離

y_{1T}, y_{1B} : 打継部の図心軸からその部の上縁、下縁までの距離（ $\equiv \frac{h_1}{2}$ ）

y_{2T}, y_{2B} : フレキャスト部の図心軸からその部の上縁 , 下縁までの距離 ($= \frac{h_p}{2}$)

A_1, A_2 : 各部の断面積

I_1, I_2 : 各部のそれぞれの図心軸に関する断面 2 次モーメント

E_1, E_2 : 各部のコンクリートの弾性係数

E_s : 主筋の弾性係数

〔 第 2 編 文 献 〕

- 1) N. W. Hanson : "Precast Prestressed Concrete Bridges - Horizontal shear Connectors"
Journal of the PCA Research and Development Laboratories , Vol. 2 , No. 2 , May 1960
- 2) 乙藤他 4 名 : " コンクリート合成桁の接合面に関する研究 " , フレストレストコンクリート ,
Vol. 9 , No. 2 , 1967.4
- 3) 日本道路協会 : " フレストレストコンクリート道路橋示方書 " 12 章合成げた橋
- 4) ACI Building Code : 2505 Shear Connection (1963)
- 5) 例えば ,
J. C. Sacmann : "Horizontal shear Connections Between Precast Beams and Cast in place
slabs " , Journal of the ACI , March , 1966 その他文献 2) , 後記の文献 14) 等
- 6) 山本稔 : " 不完全合成桁の曲げ理論 " 土木学会論文集 , 第 67 号 , 1960.3
- 7) N. M. Newmark , C. P. Siess , I. M. Viest : "Test and Analysis of Composite Beams
with Incomplete Interaction " , Proceedings of the Society for Experimental Stress
Analysis , Vol. 9 , No. 1 , 1951
- 8) 小林 : " コンクリート合成はりの不完全合成挙動に関する考察 " セメント技術年報 , XXV , 1971
- 9) 大浜 , 小林 : " プレキャストコンクリート合成はりの打継面におけるずれ特性に関する研究 " 土
木学会論文報告集 , No. 208 , 1972.12
- 10) 大浜 , 小林 : " コンクリート合成はりの打継面の付着特性について " セメント技術年報 , XXVI , 1972
- 11) 岡田 , 小林 , 吉岡 : " 軽量コンクリートを打継いだ P C 合成はりの設計に関する研究 " , 材料 ,
Vol. 18 , No. 185 , 1969. 2
- 12) 大浜 , 小林 : " プレキャストコンクリート合成はりの力学的性質に関する研究 " , コンクリート
ジャーナル , Vol. 8 , No. 8 , 1970. 8
- 13) 大浜 , 小林 : " プレキャストコンクリート合成はりのずれ破壊耐力の計算法について " , 土木学
会第 26 回年次学術講演会講演集 , 第 5 部 , 1971. 10
- 14) 田辺 : " コンクリート合成 T 型はりにおけるせん断補強に関する基礎研究 " , セメント技術年報
XX , 1966

図 2 1 合成断面の断面力

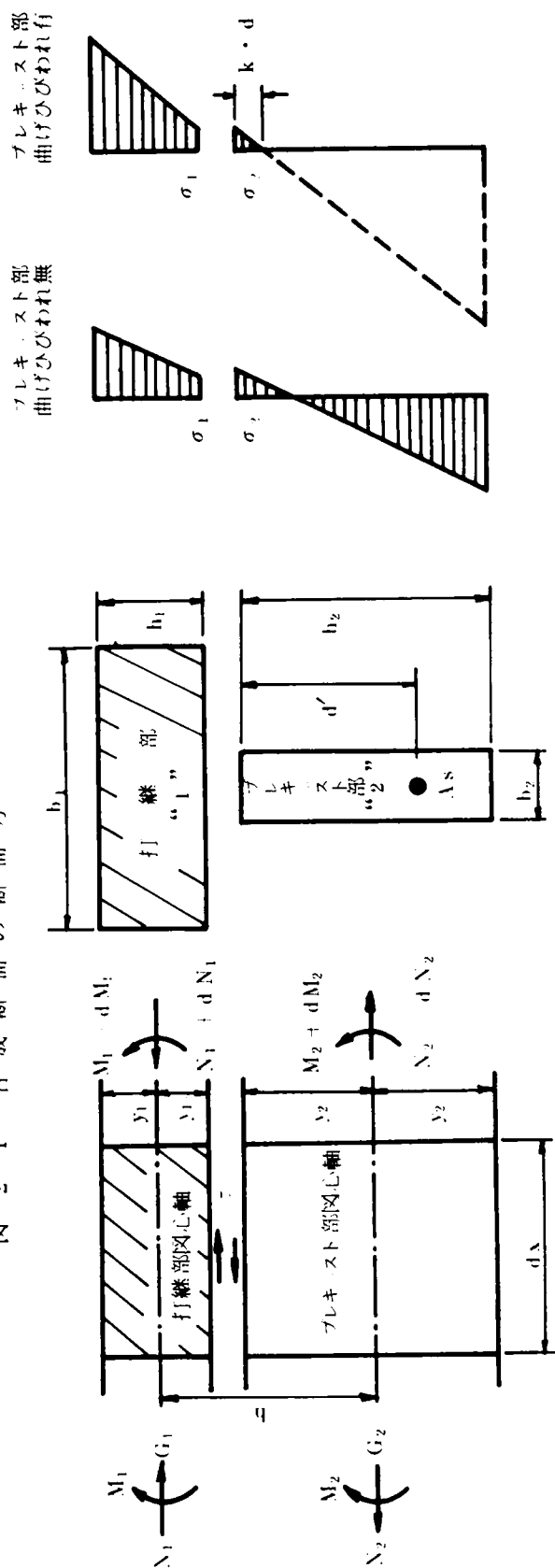


図 2 2

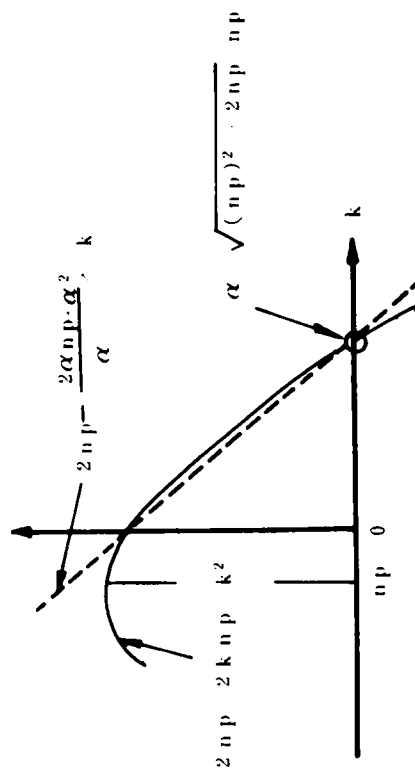
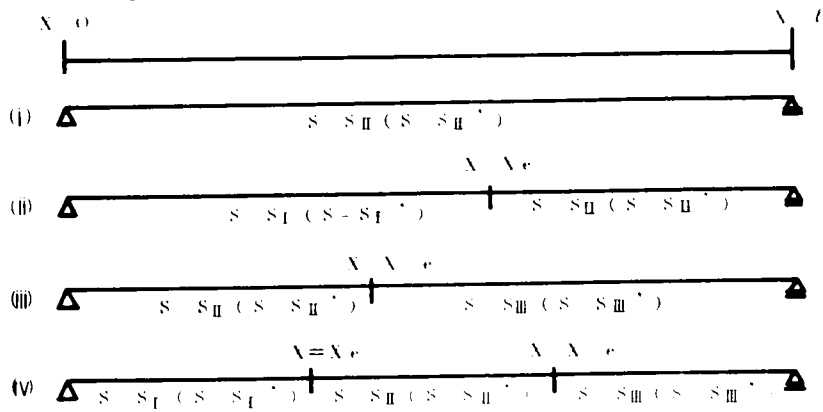


図 2 3 単純はりに作用する集中荷重



図 2 4 微分方程式の解法

(1) スパン全長に渡り曲げひびわれない(ある)とした場合



(2) 曲げひびわれない区間とある区間を考えた場合

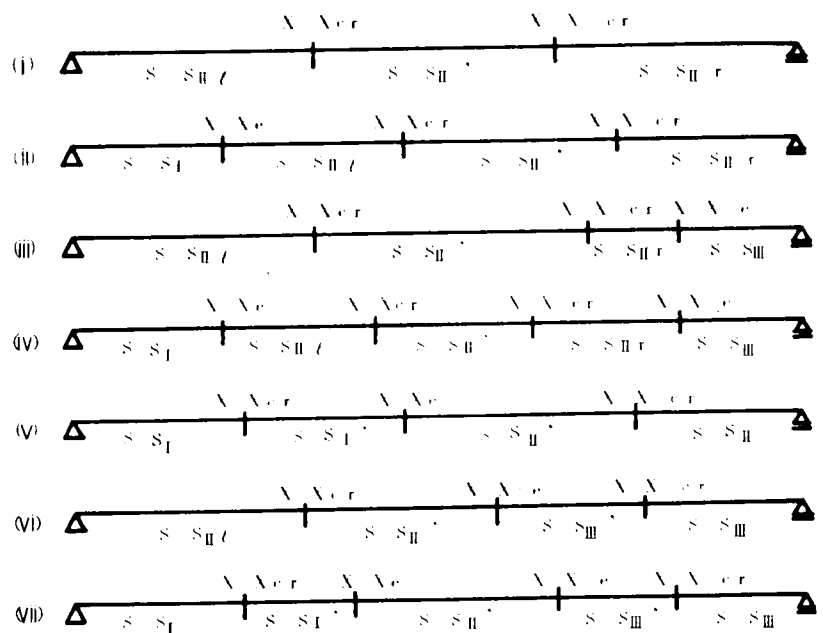
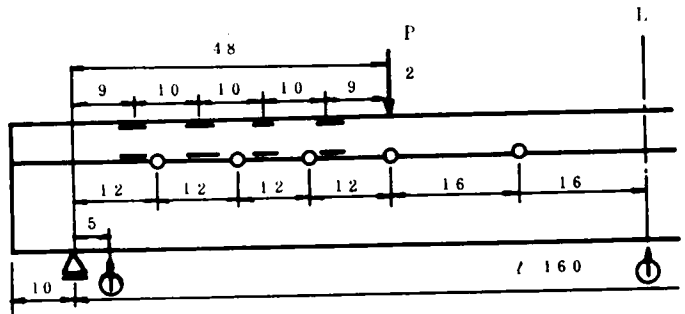
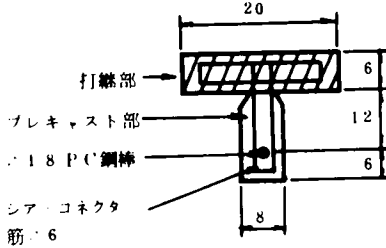


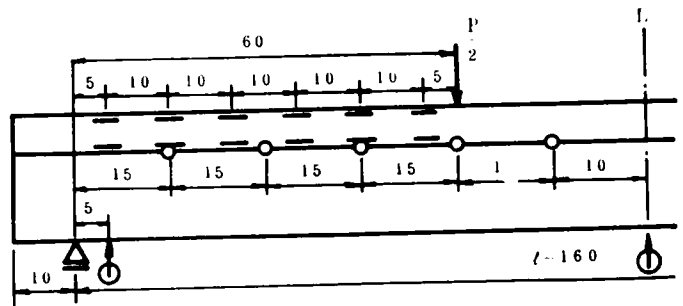
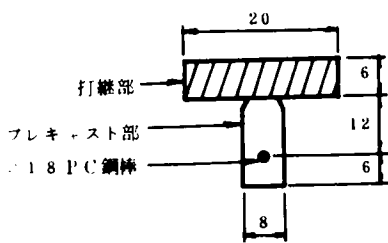
図 2 5 供試体断面と載荷試験方法

(1) Aシリーズ

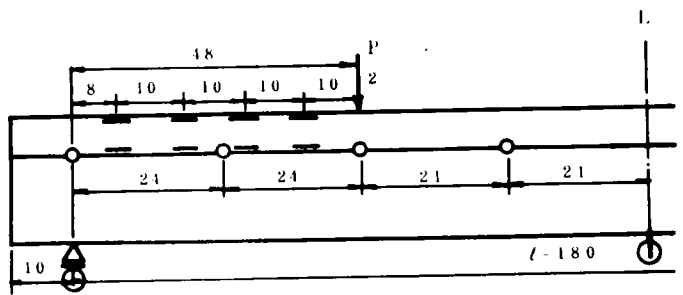
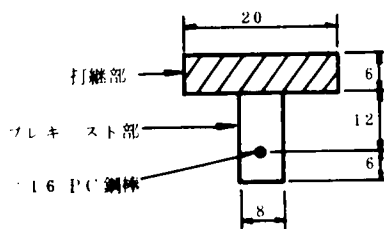
(i) a h = 2.0



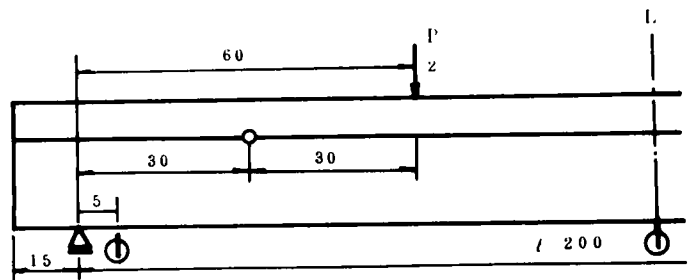
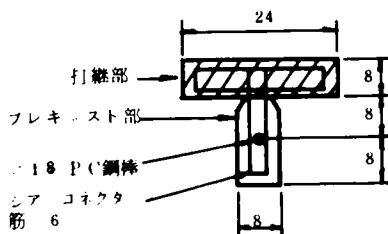
(ii) a h = 2.5



(2) Bシリーズ



(3) Cシリーズ



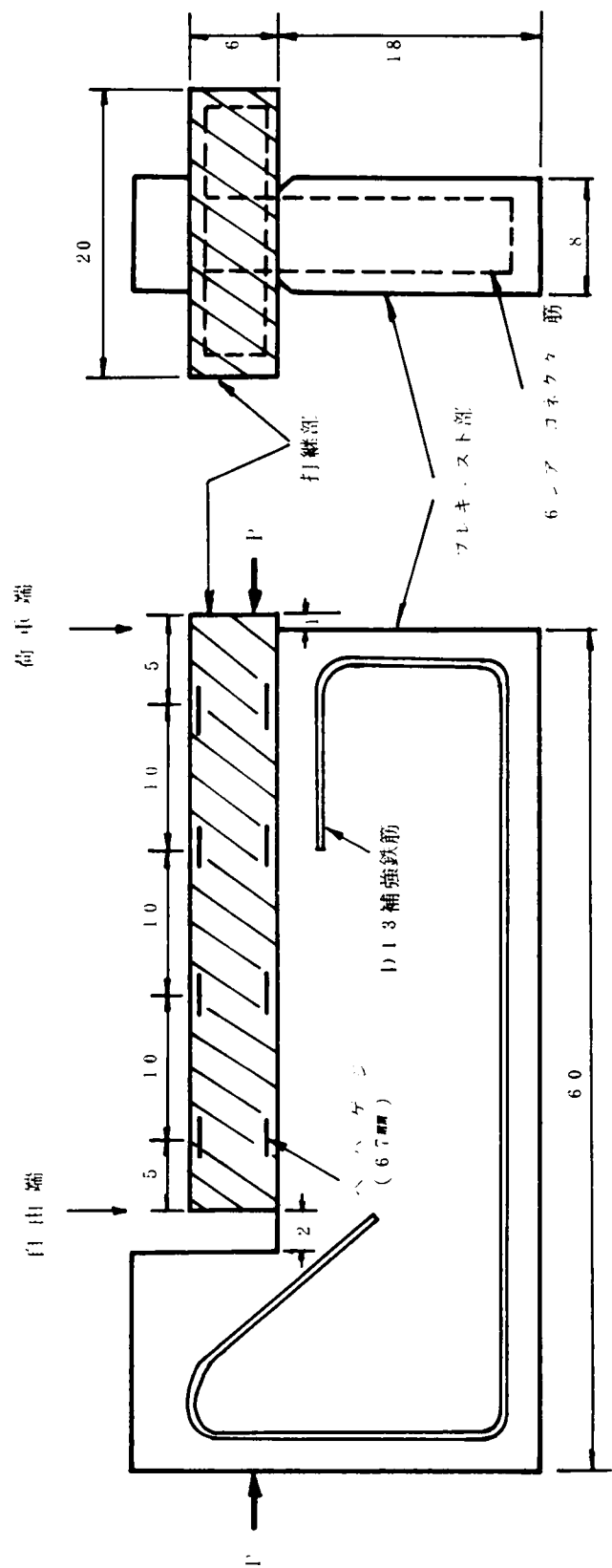
(単位: mm)

○ 変位測定用ダイヤルゲージ (1:1000mm)

⦿ 変位測定用ダイヤルゲージ (1:1000mm)

— 変位測定用ダイヤルゲージ (6.7mm)

図 2 6 押抜き試験体と載荷方法

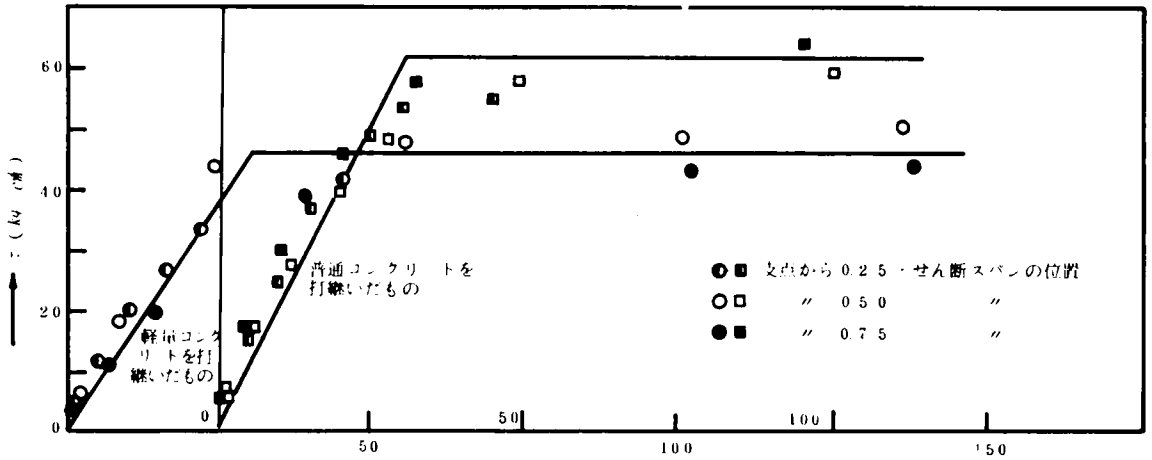


(単位: cm)

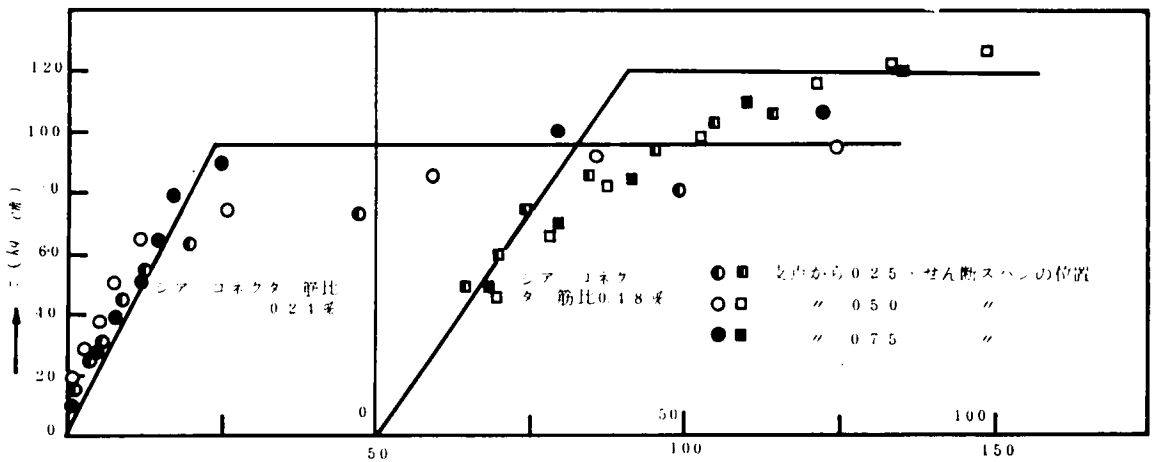
図 2 7 打継面の τ - S 関係

(I) 著者の試験桁から求めたもの

(i) 打継面粗 (レア コネクタ 筋無)



(ii) 打継面粗 (レア コネクタ 筋有)



(iii) 打継面滑

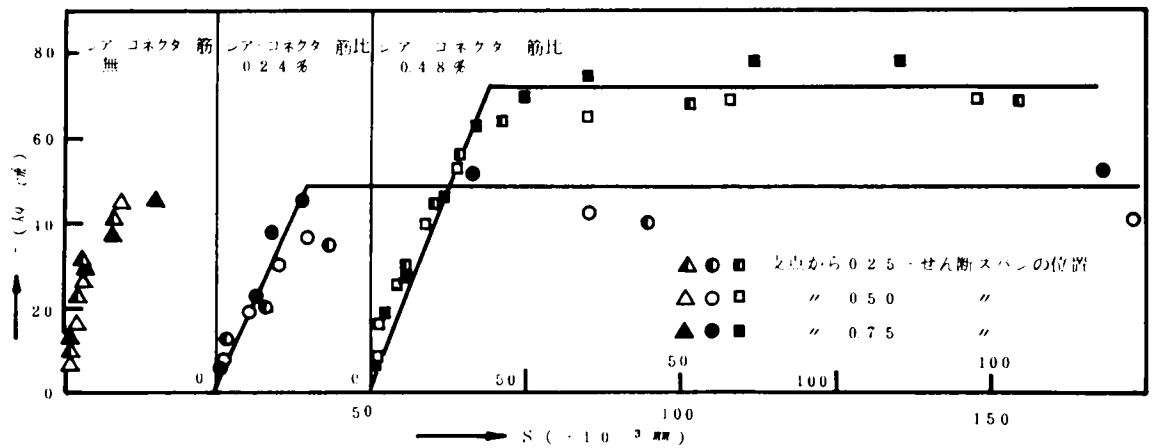
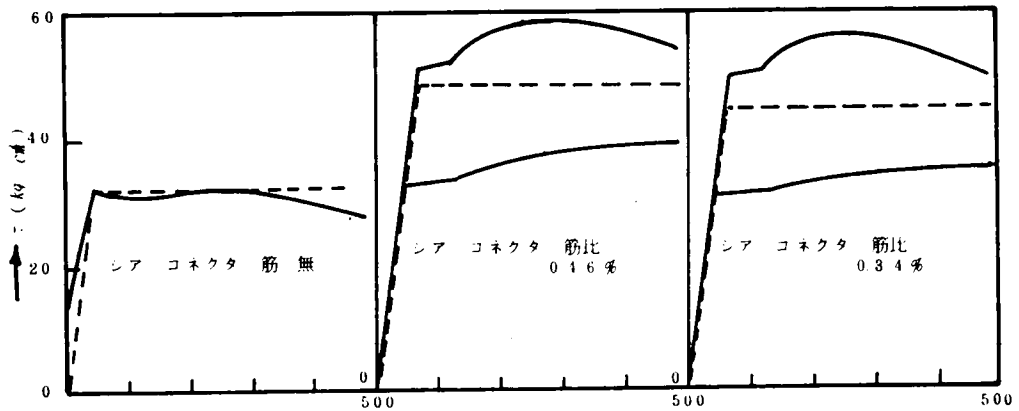


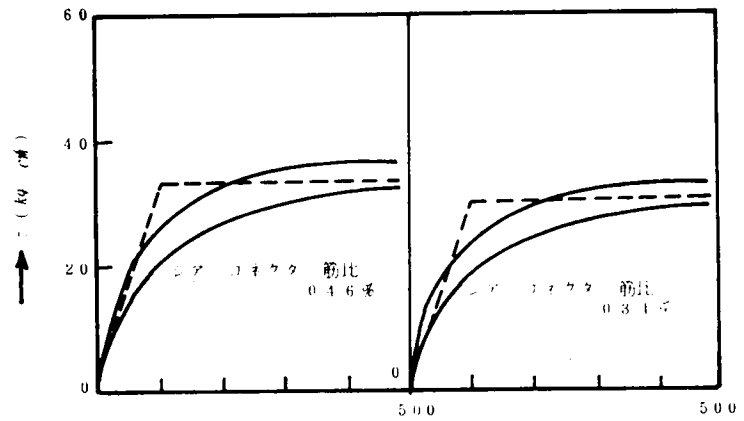
図-2-7 打継面の τ - S 関係

(2) N. W. Hanson の押抜き試験から求められた τ - S 関係

(i) 粗・付着有



(ii) 粗・付着無



(iii) 滑・付着有

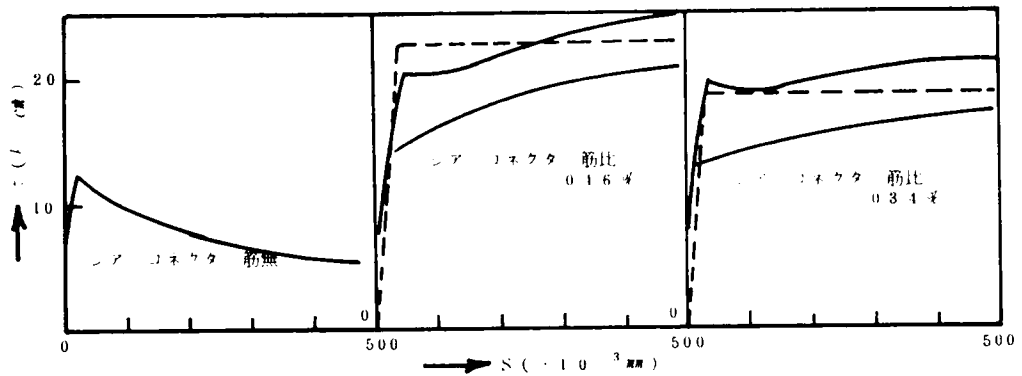
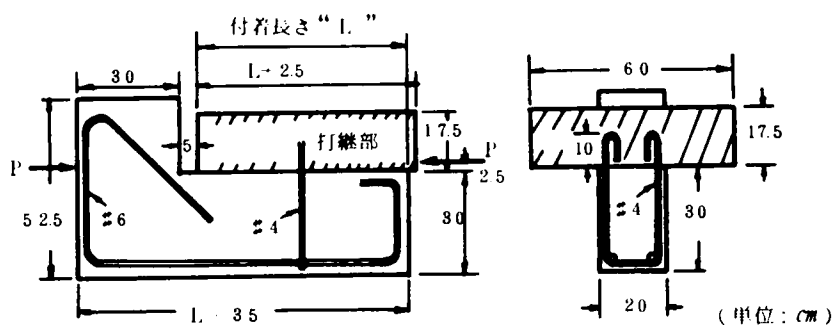


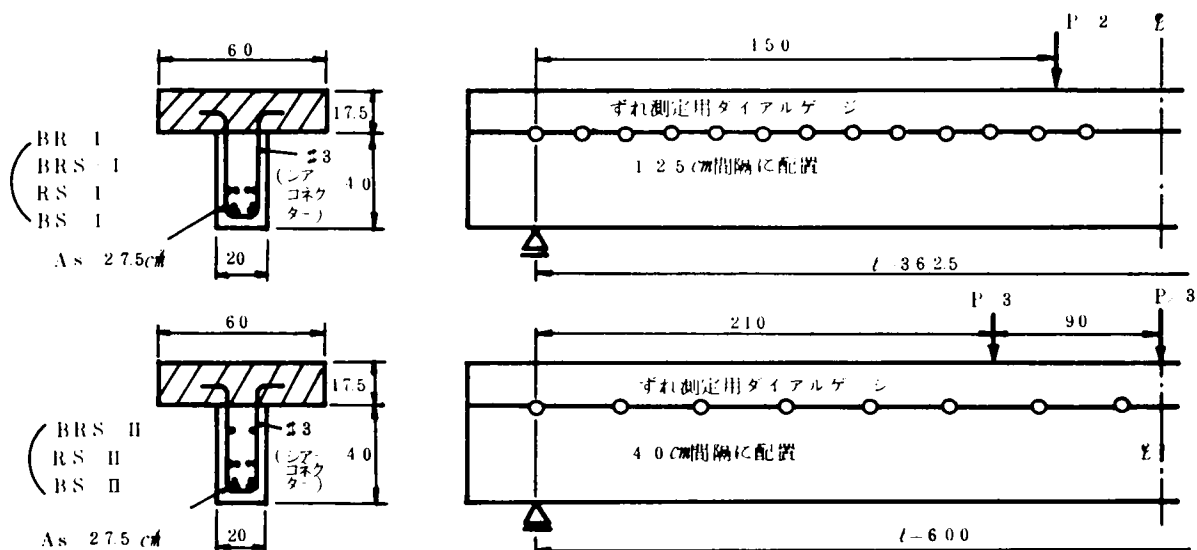
図-2-8 N. W. Hanson によるもの

(1) 押抜き試験 (Push off Test)



(ただし、図-2-7-(2)は“L” 15 cmとした場合の σ - δ 関係として報告されているもの)

(2) 合成はりの断面と試験方法



斜線部は打継部を小す

図 2 9 押抜き試験における平均せん断強度と付着長の関係
(Hanson によるもの)

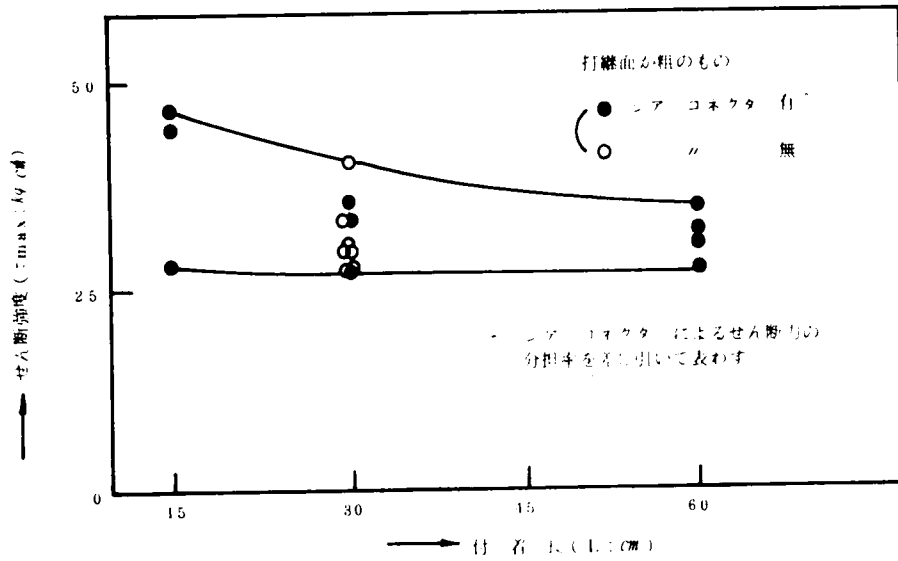


図 2 10 押抜き試験の打継面におけるせん断応力の分布 (図 2 6 参照)

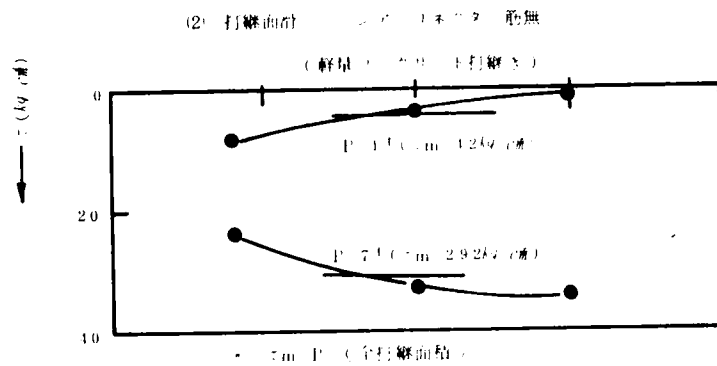
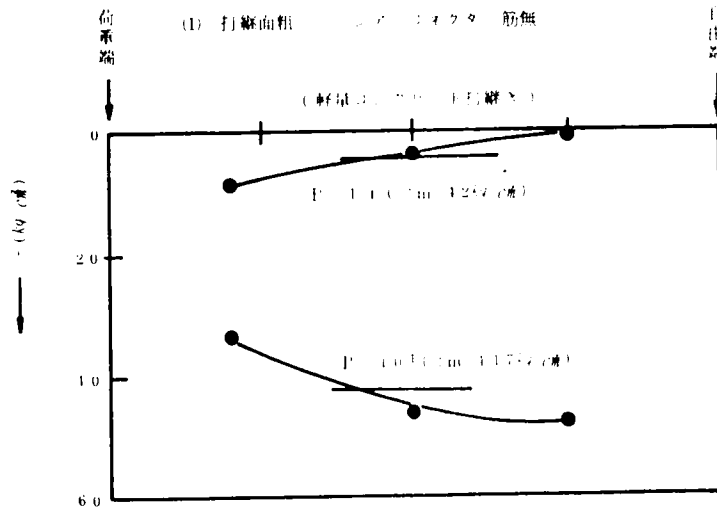


図 2 1 1 スパン上のずれ量の分布

(1) 著者の合成はり

(j) (実験値と計算値)

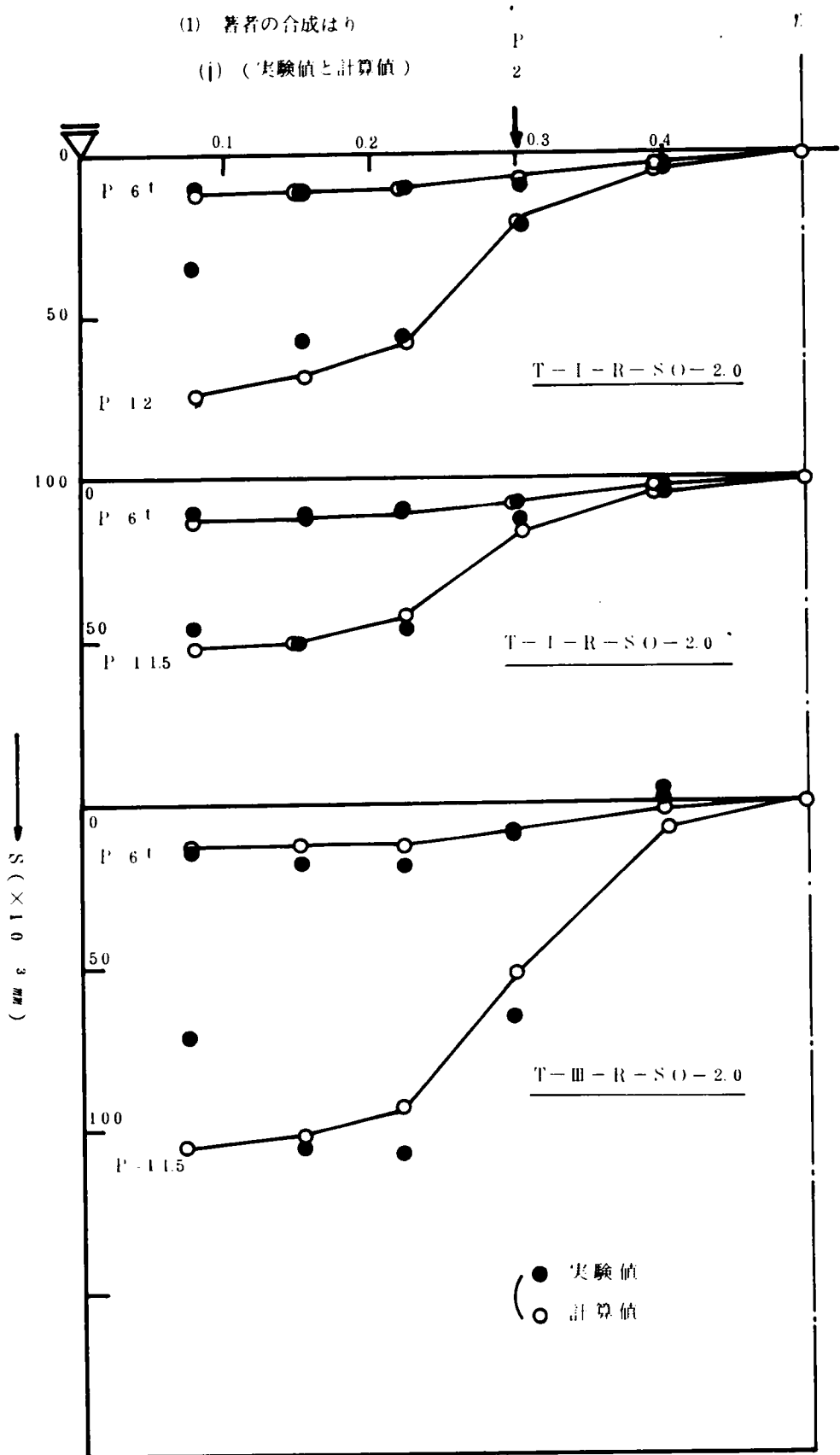


図-2-11 スパン上のずれ量の分布

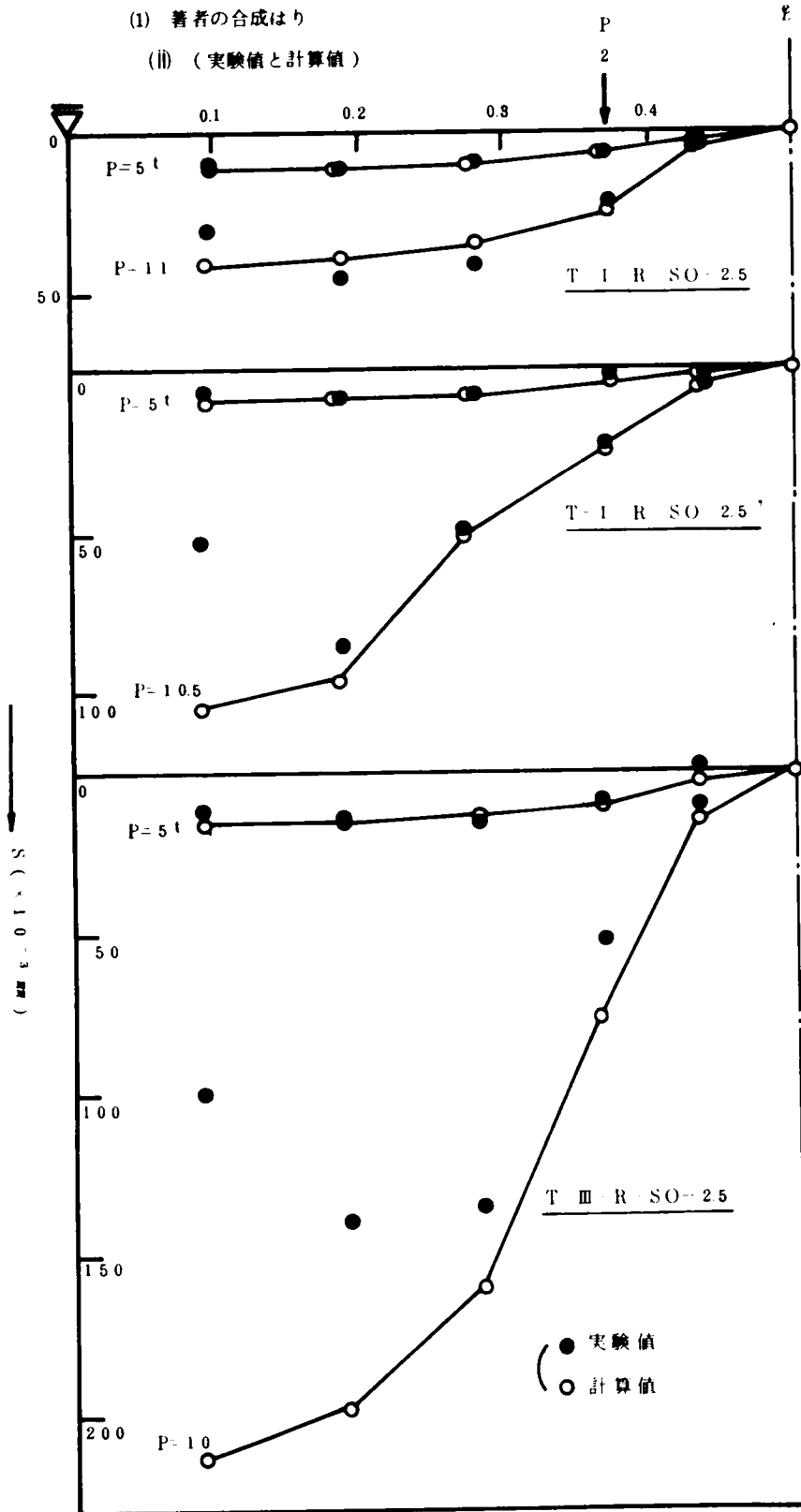


図 2-11 スパン上のずれ量の分布

(1) 著者の合成はり

(Ⅲ) (実験値と計算値)

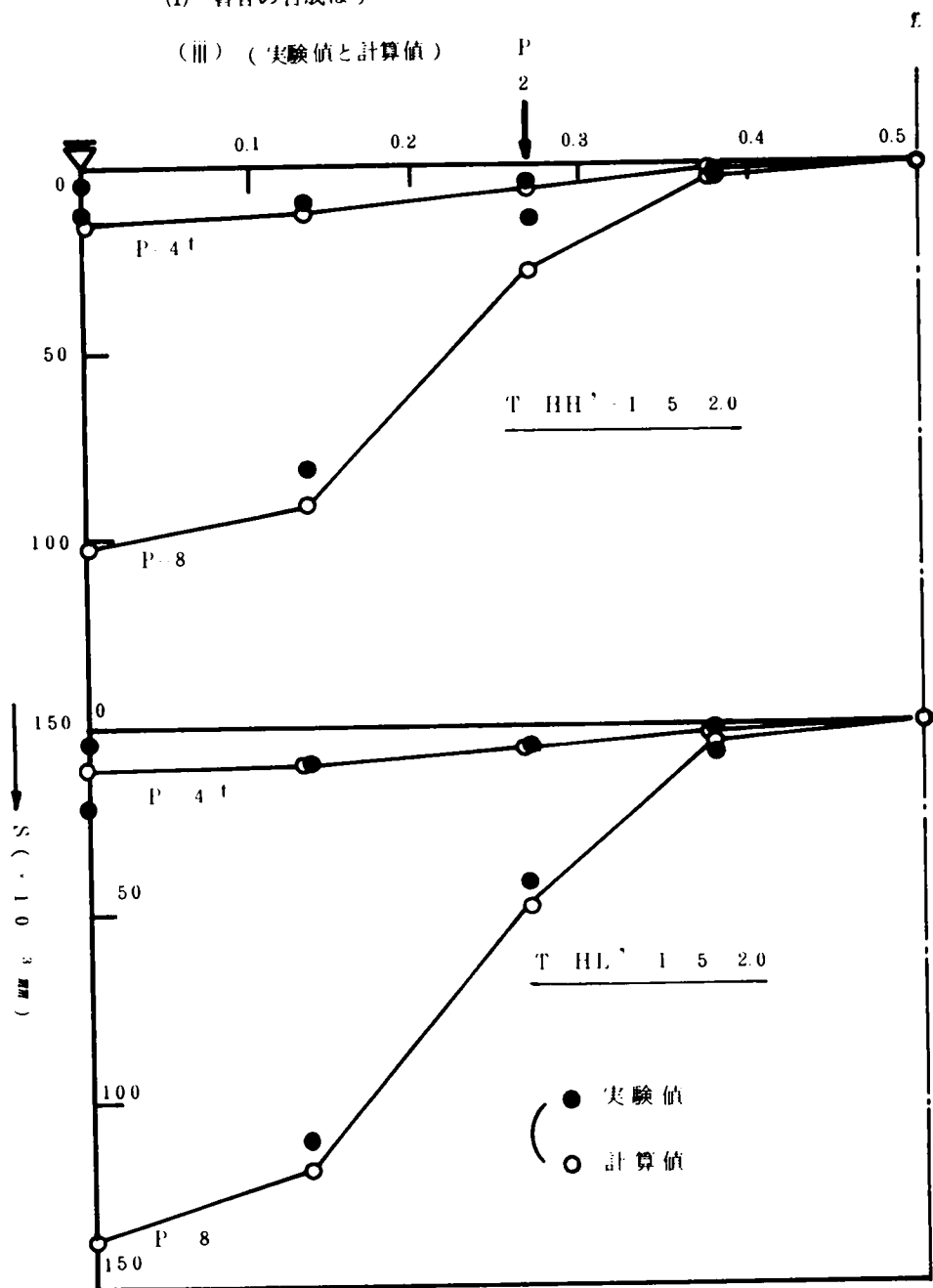


図-2 11 スパン上のずれ量の分布

(I) 著者の合成はり

(IV) (実験値のみを示す)

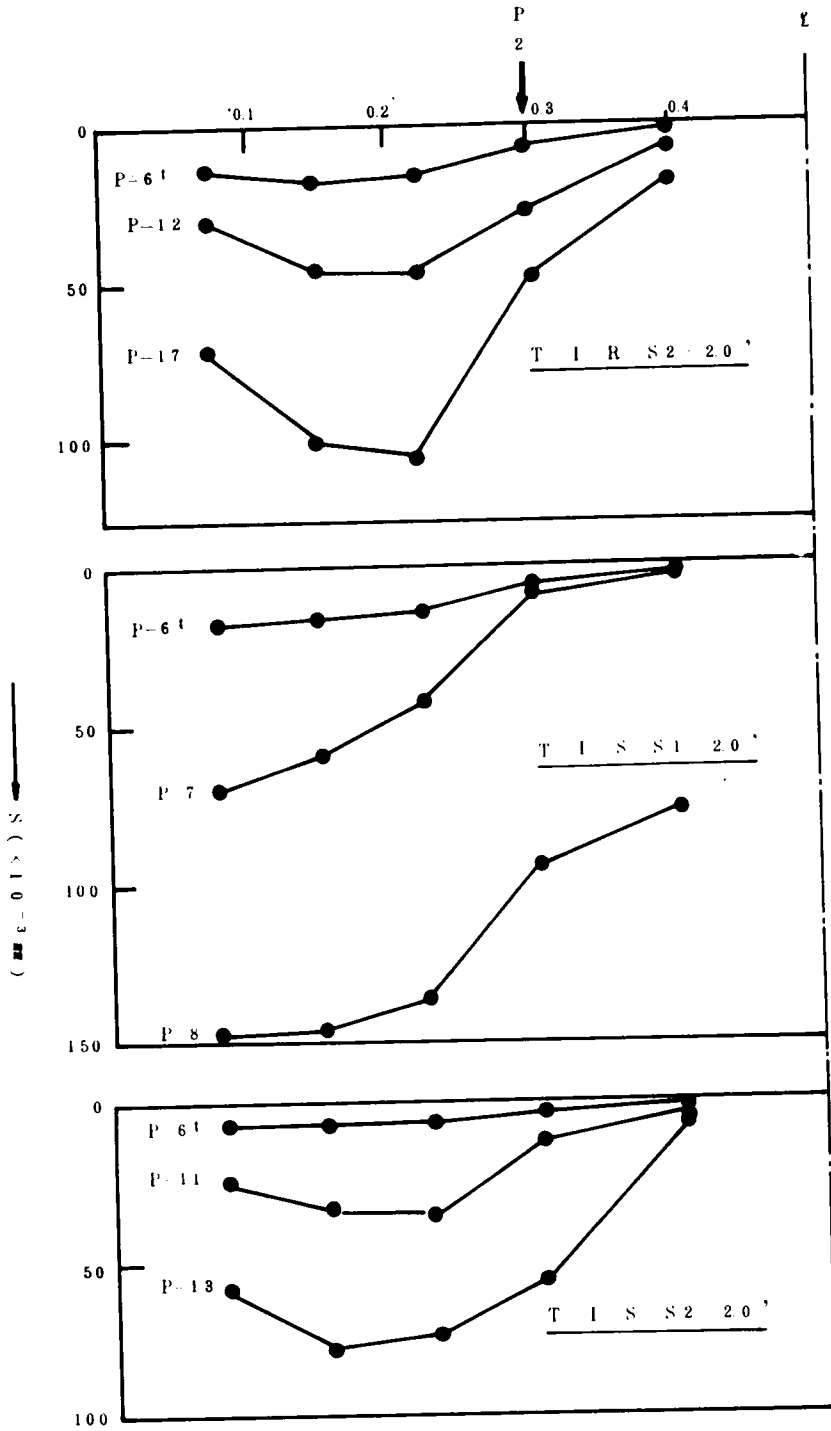


図 2 1 1 スパントのずれ量の分布

(2) Hanson の合成はり

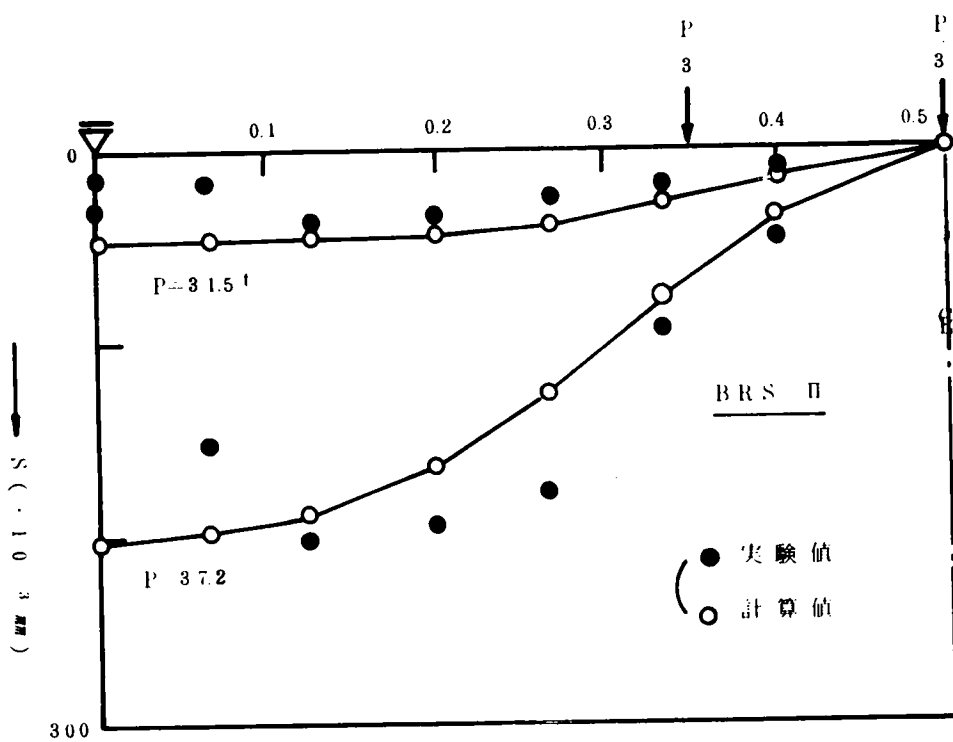


図 2 12 荷重～最大ずれ量

(1) 石膏の合成はり

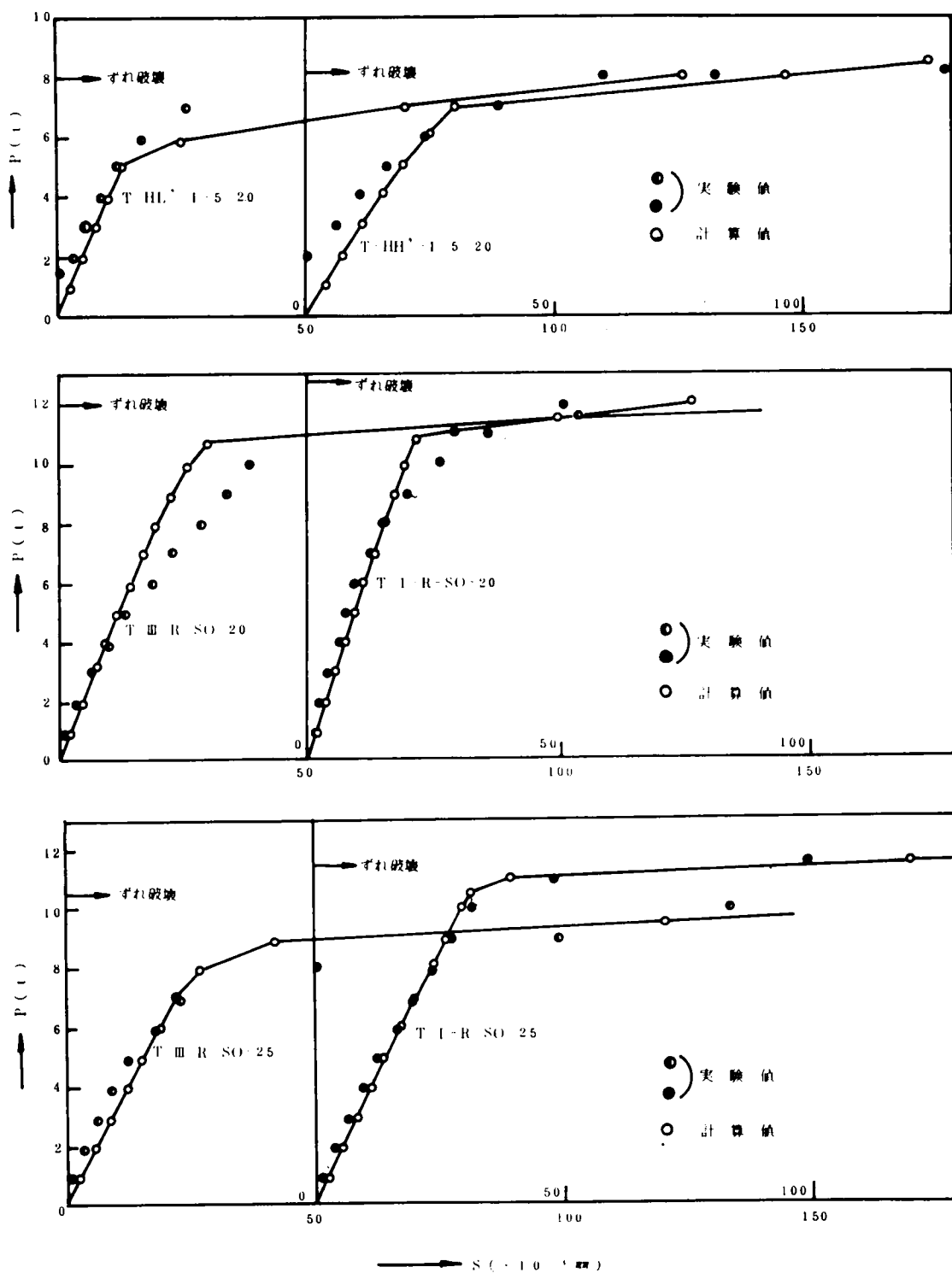
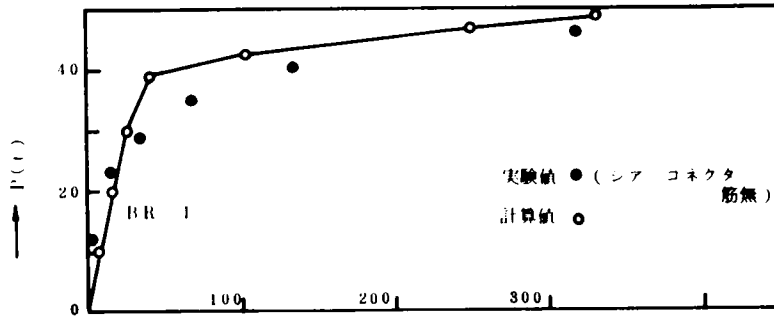


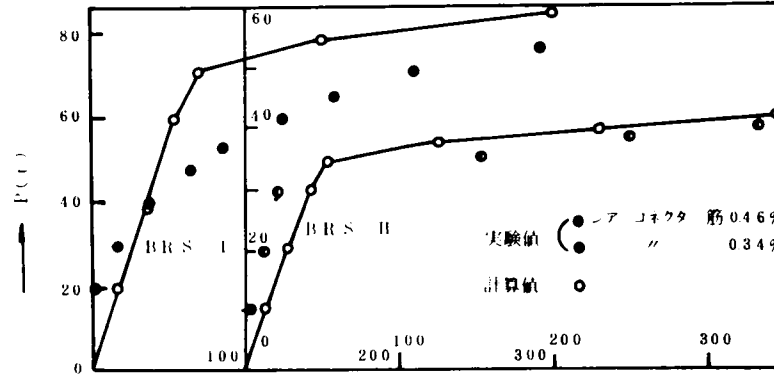
図 2 12 荷重～最大ずれ量

(2) Hanson の合成はり

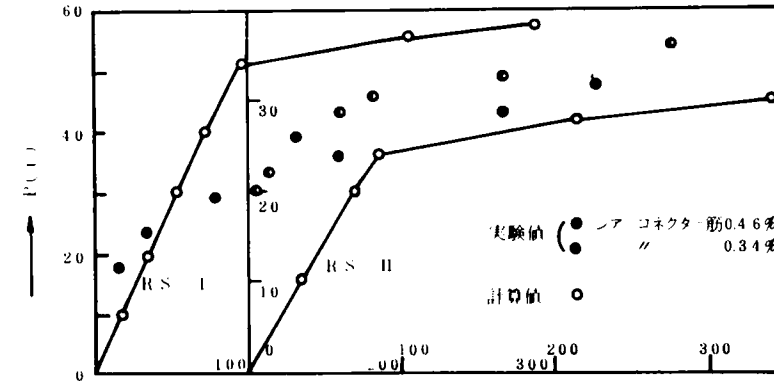
(I) 粗・付着有・シア コネクタ 無



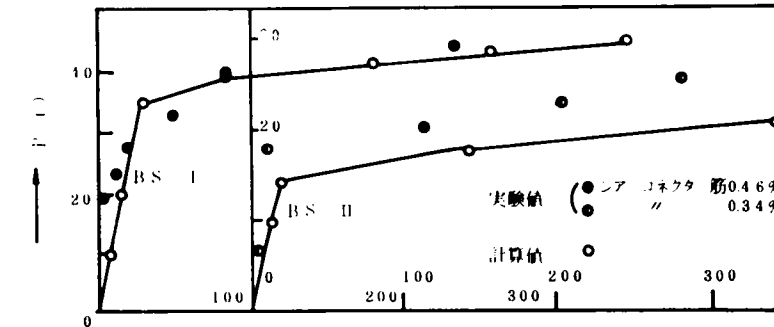
(II) 粗・付着有・シア コネクタ 有



(III) 粗・付着無・シア コネクタ 有



(IV) 滑・付着有・シア コネクタ 有



→ S (× 10⁻³ mm)

図2 13 最大ずれ量とスパン中央のたわみの関係

(著者の実施した $T = 1$ $R = S(0) = 2.0$ に対するもの)

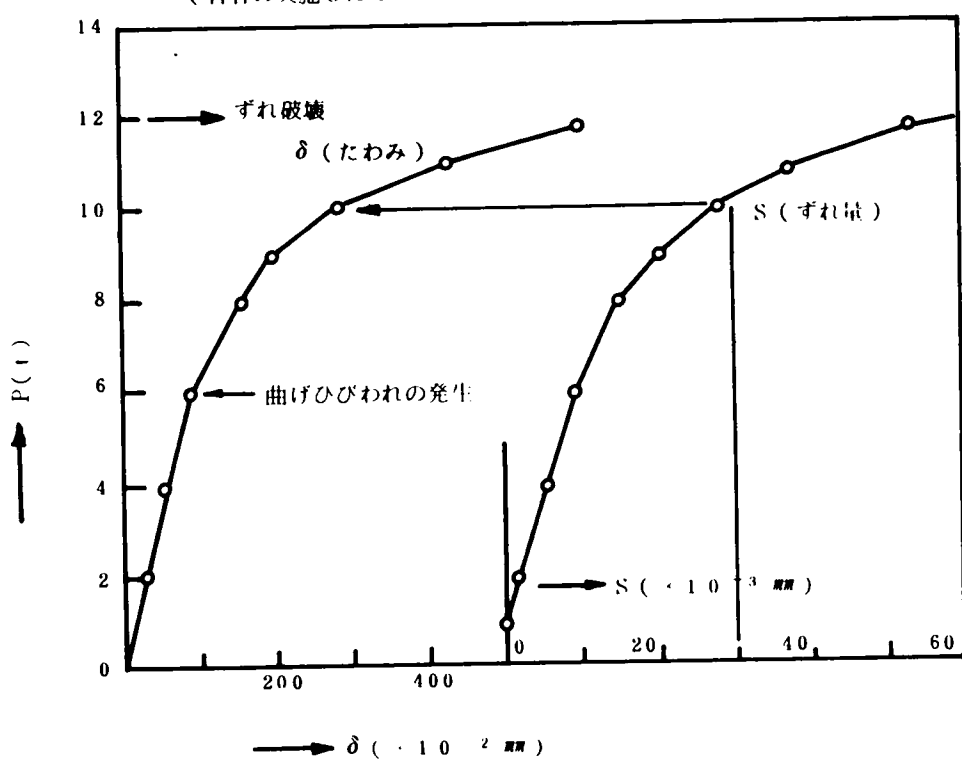


図 2 14 打継面のせん断応力の分布

(1) 実験値と計算値の比較

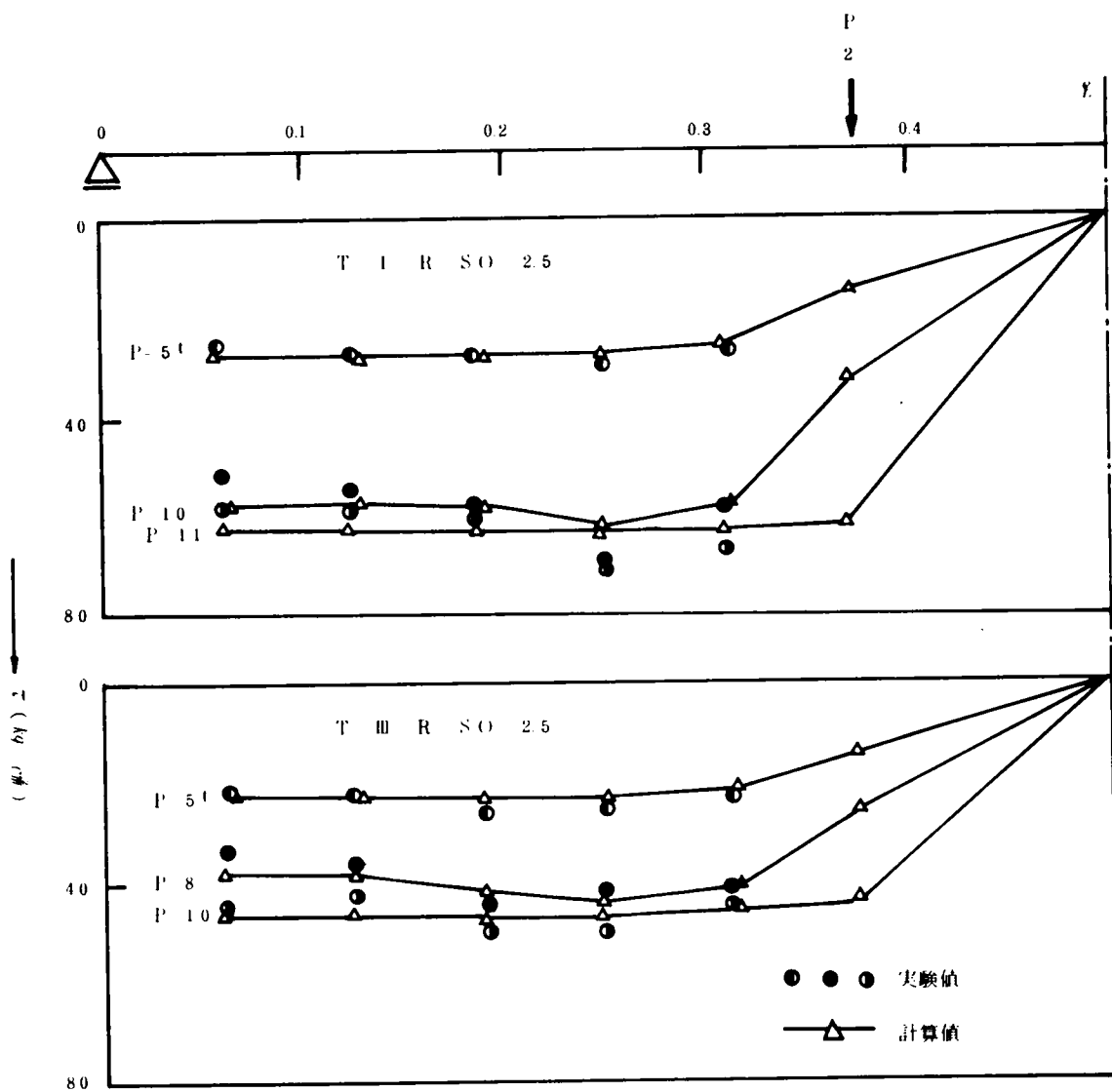


図 2 14 打継面のせん断応力の分布

(2) せん断応力分布の実験値

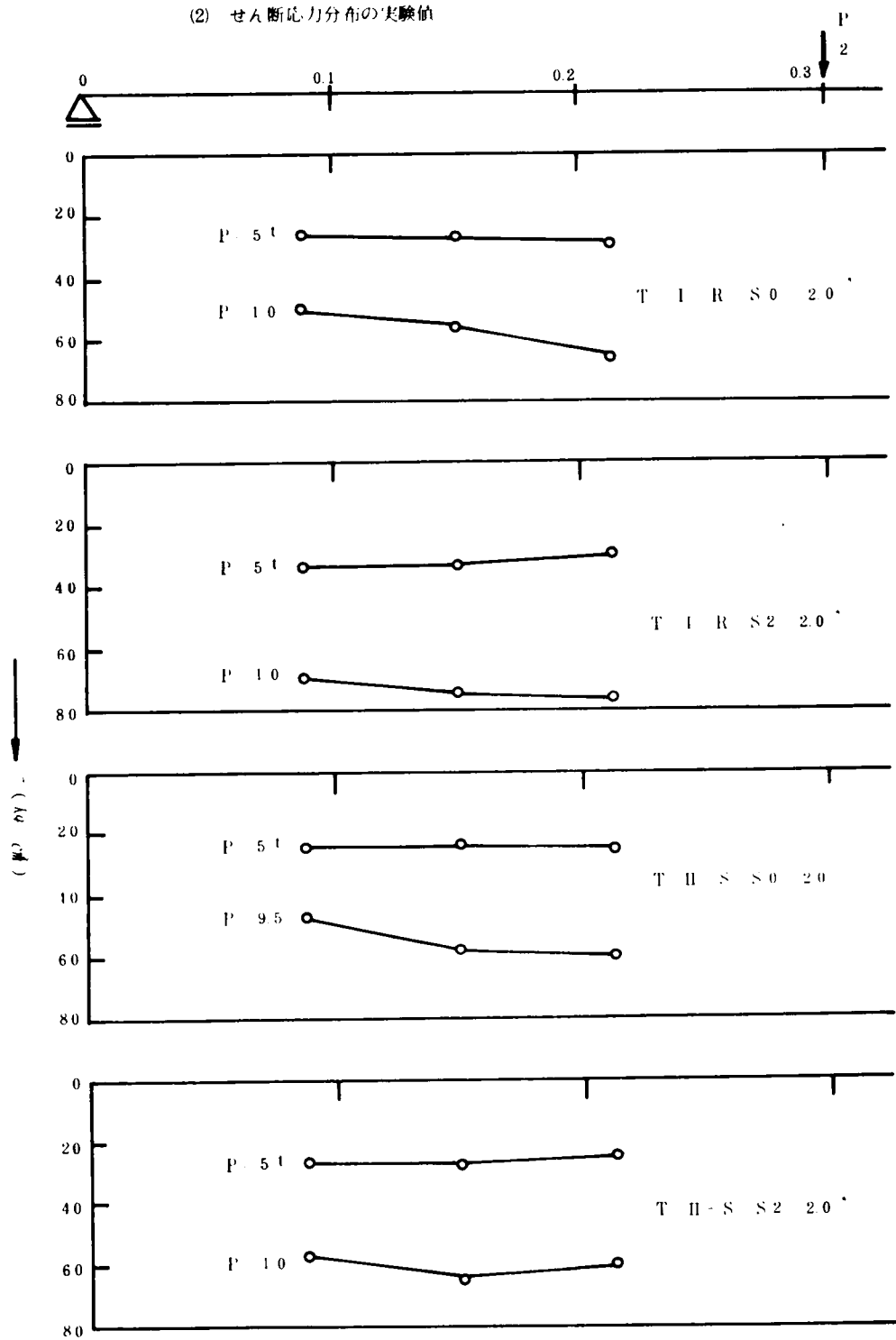


図 2-15 荷重～平均せん断応力

(1)

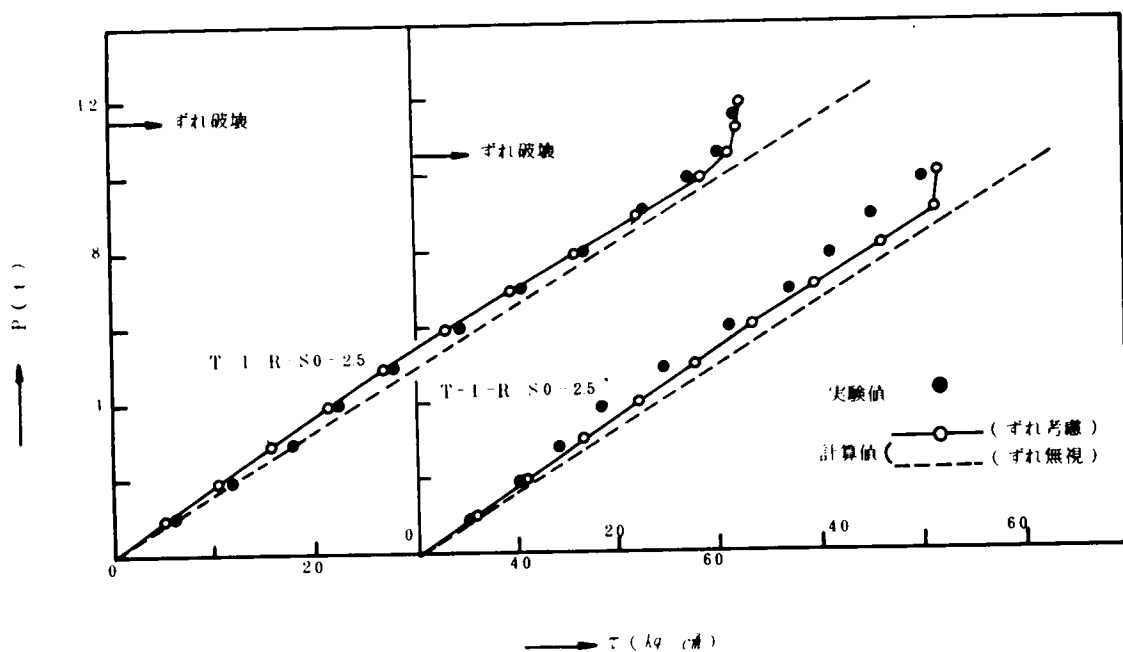
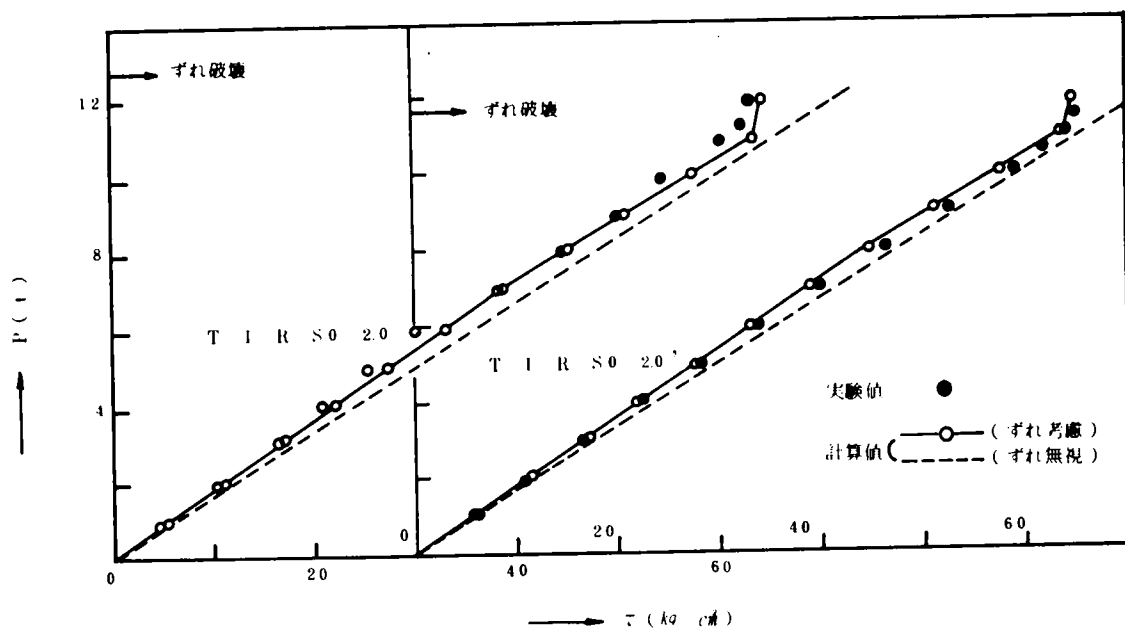


図 2-15 荷重～平均せん断応力

(2)

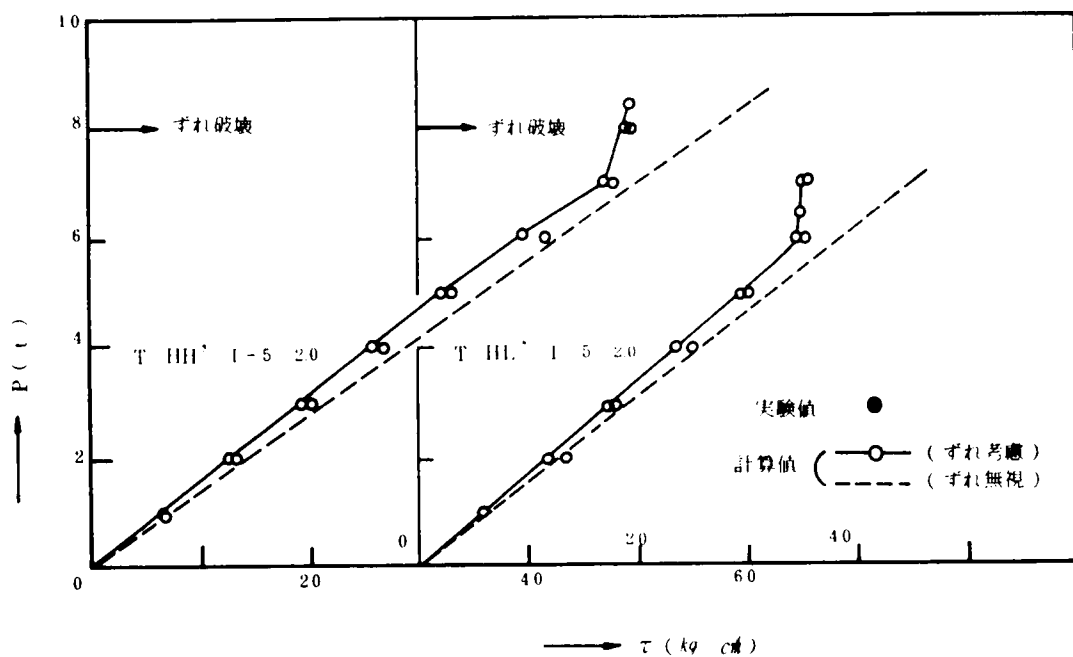
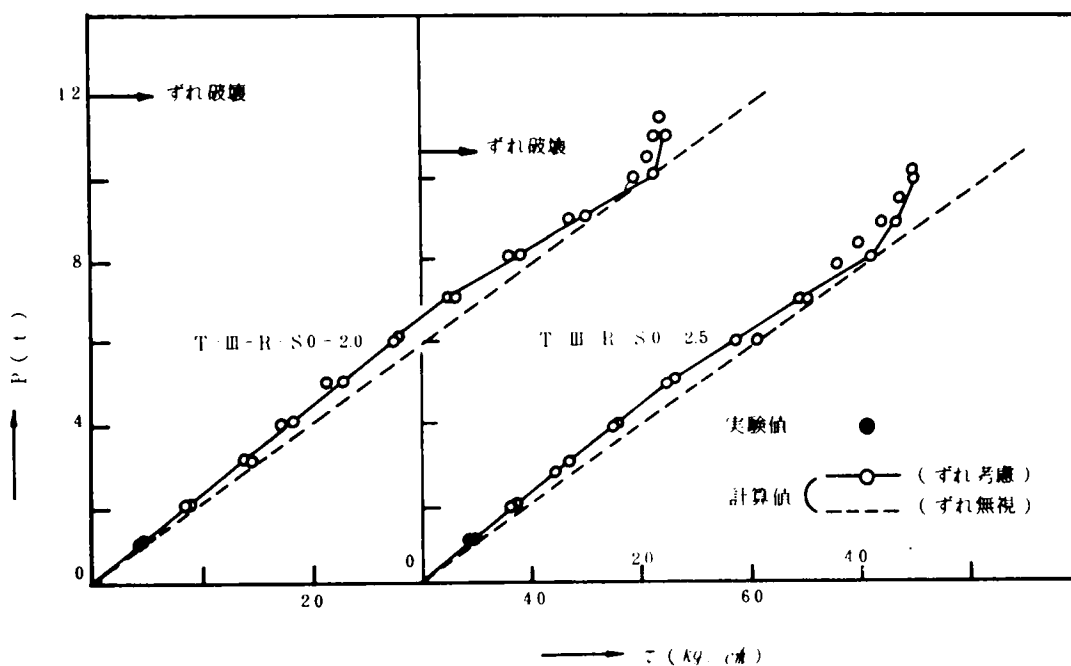


図 2 16 ずれ剛性 ξ とずれ量，せん断応力の関係

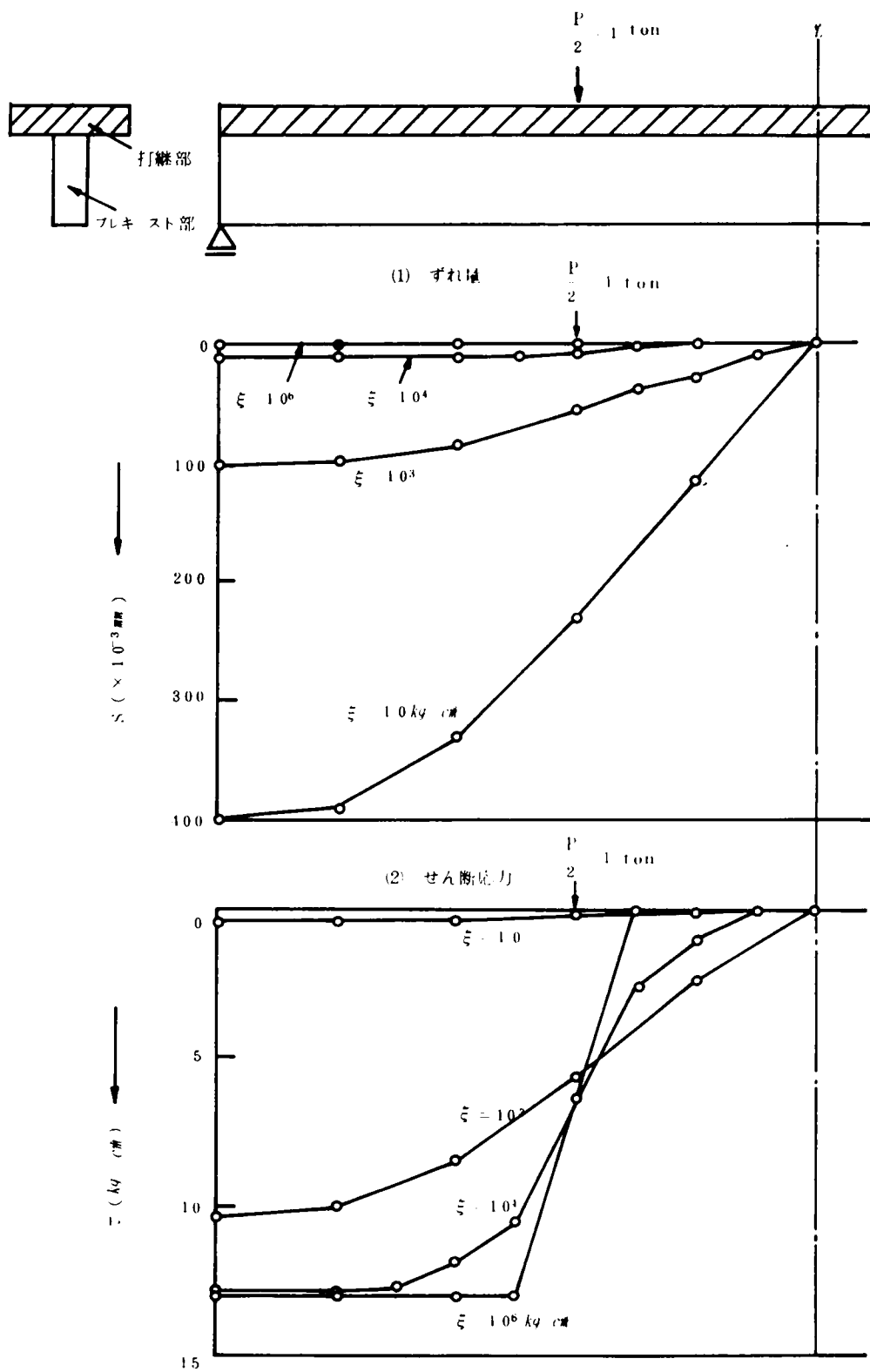
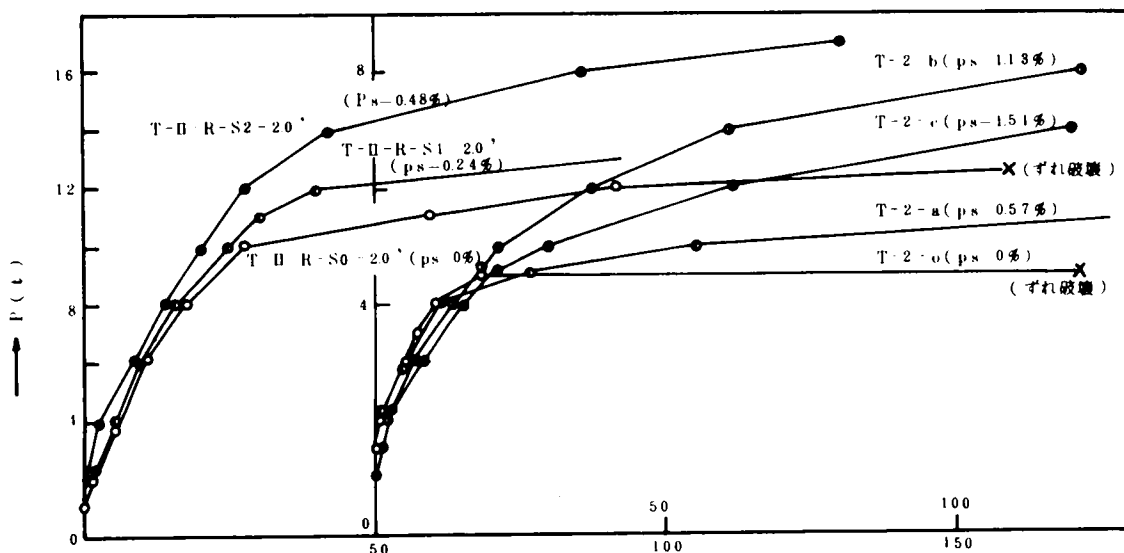
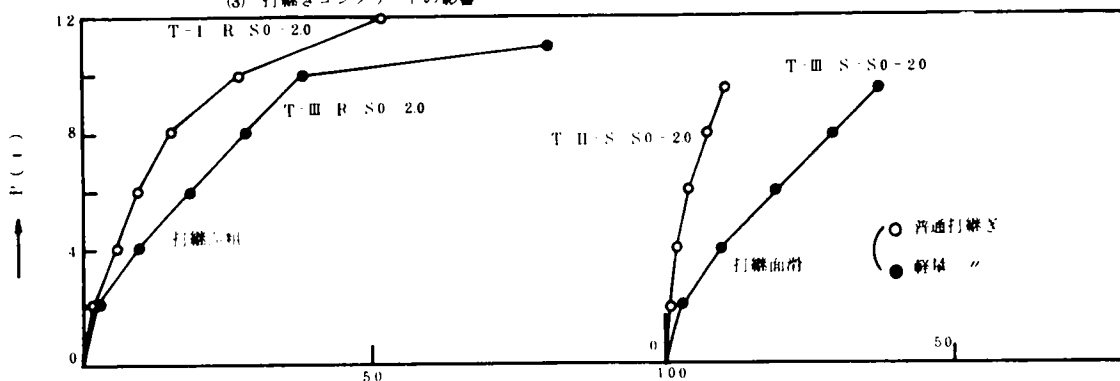


図-2 17 荷重～最大ずれ量

(1) シア-コネクタの影響



(3) 打継ぎコンクリートの影響



(2) 支外張出筋の付着の影響

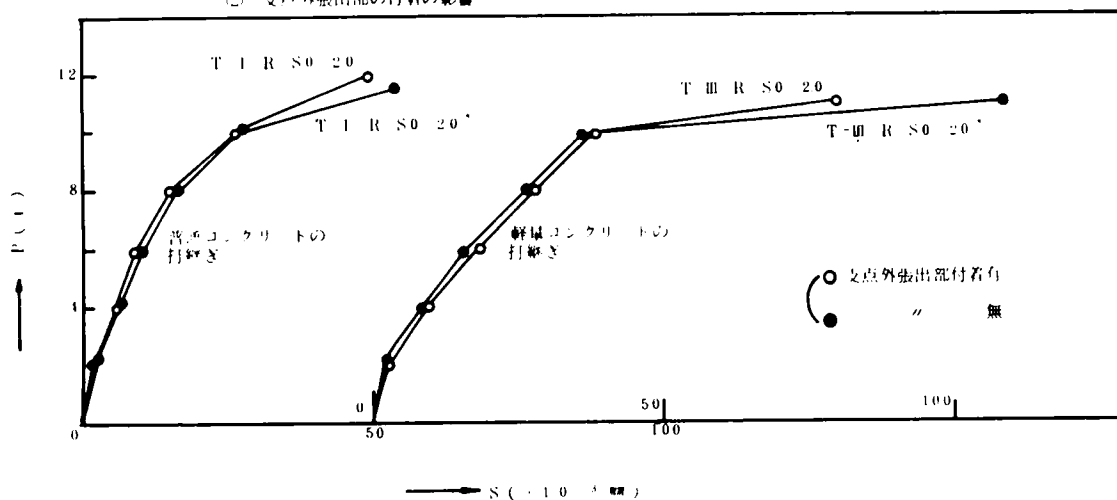


図 2 17 荷重～最大ずれ量

(4) 全ずれ量と残留ずれ量の関係

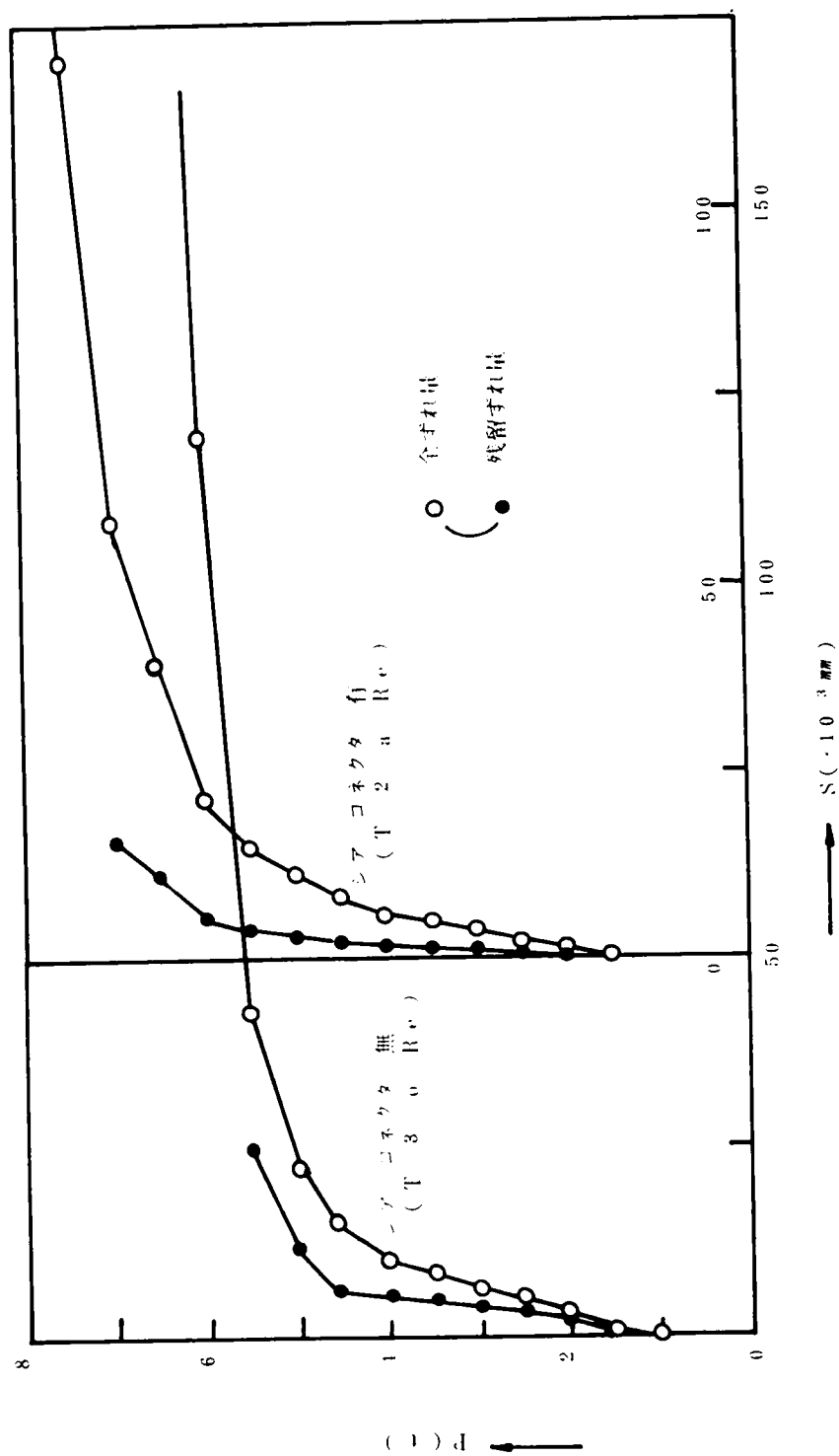


図 - 2 - 18 打継面の平均せん断応力とシアコネクタの関係

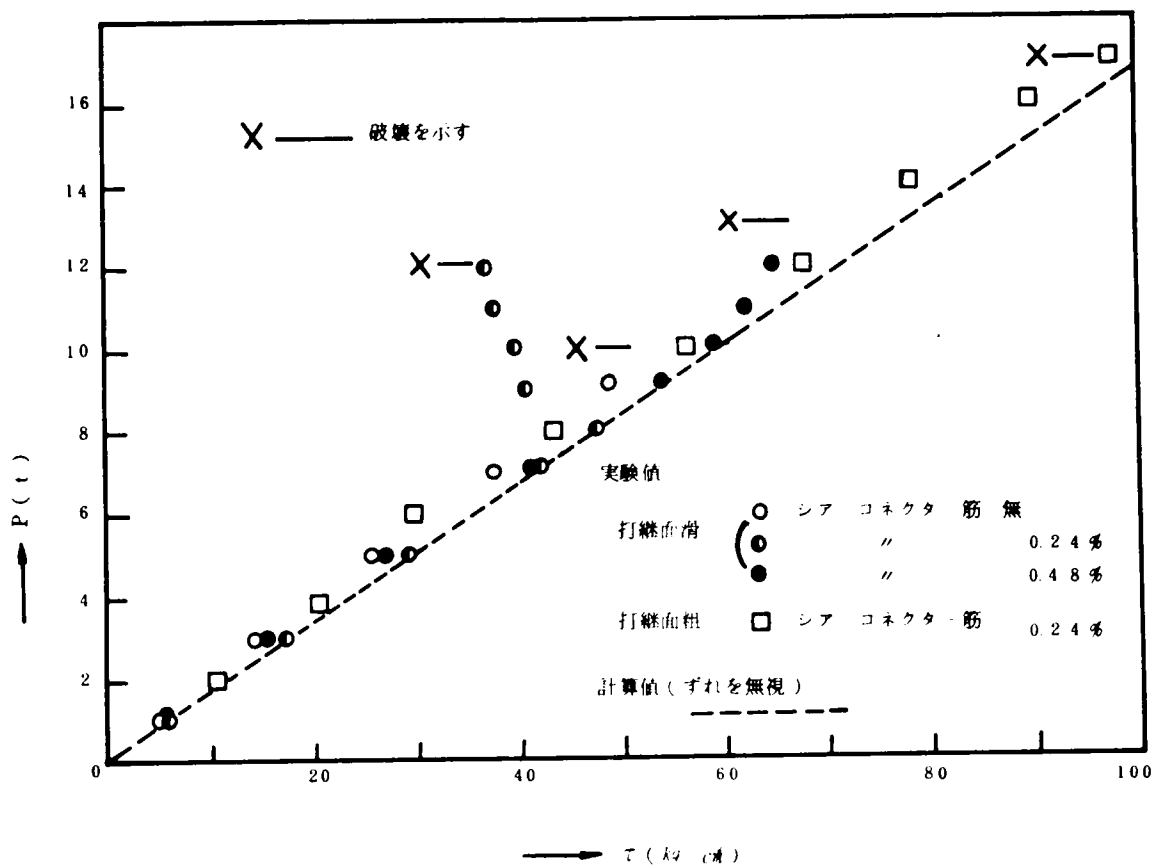
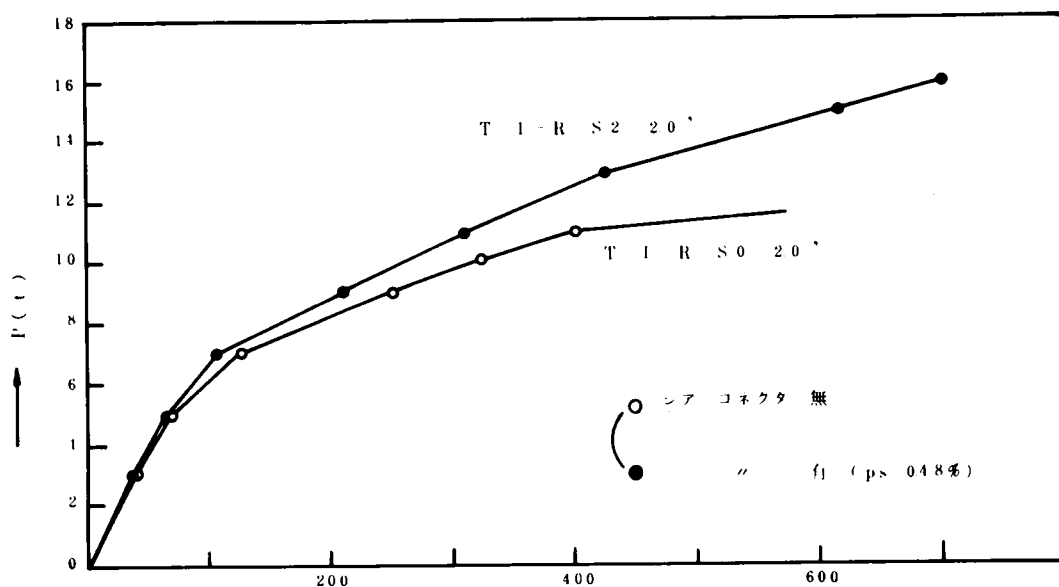
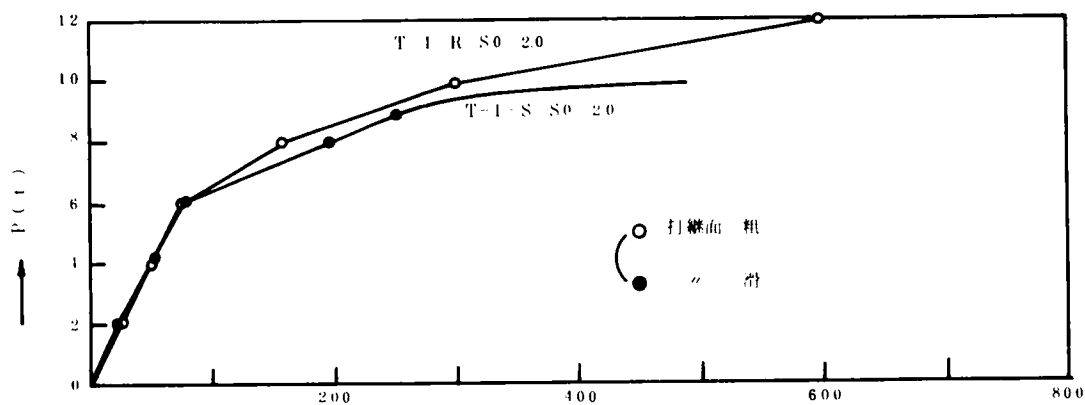


図-2 19 荷重～スパン中央のたわみ

(1) シア・コネクタの有無の影響



(2) 打継面の粗滑の影響



(3)

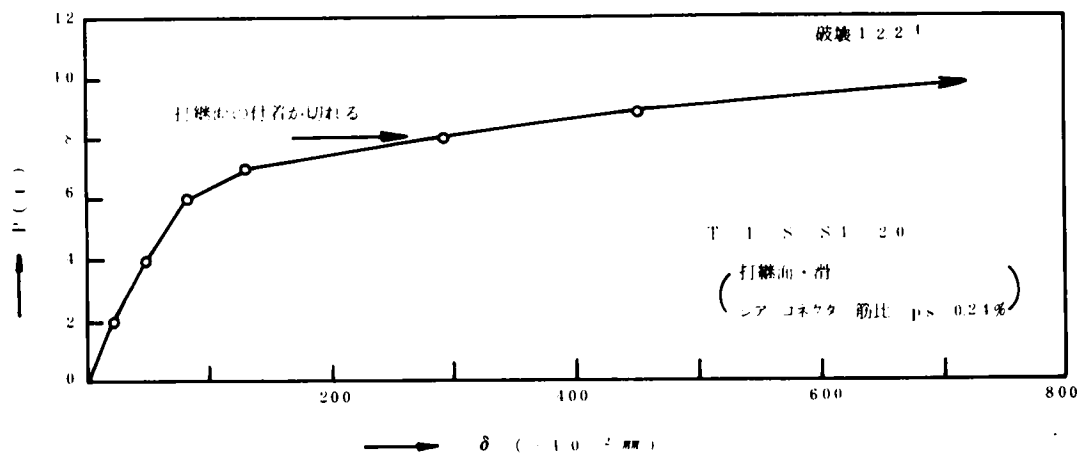


図 2 - 2 0 ずれ破壊荷重の計算に仮定した $\tau - S$ の関係

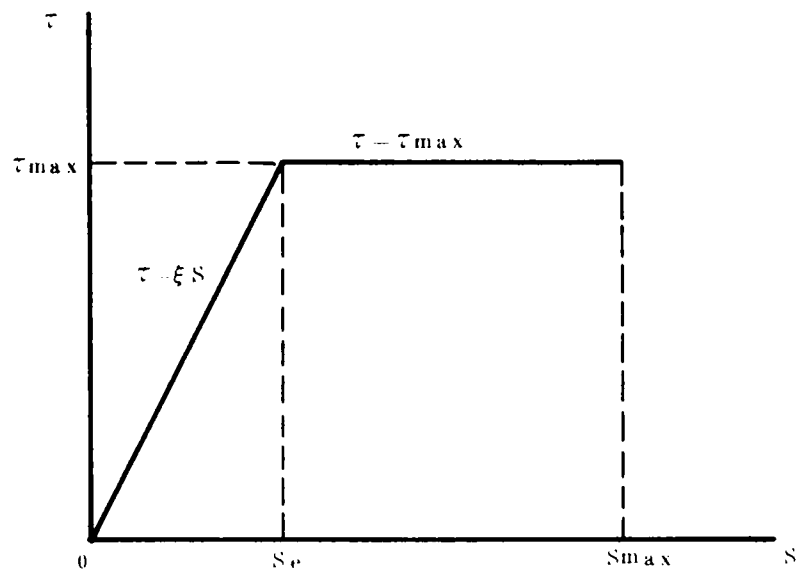


図 2 2 1 供試体断面と載荷方法

(斜線部：打継部を示す)

供試体番号(表 2 8)

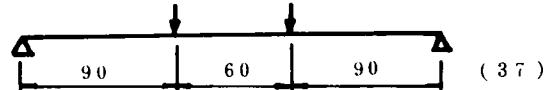
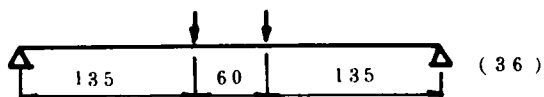
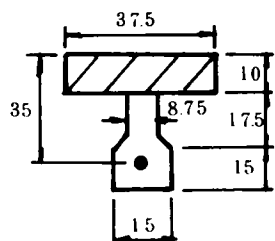
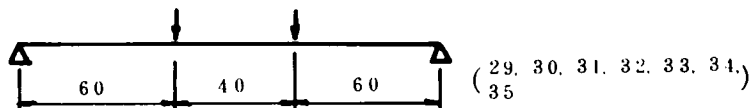
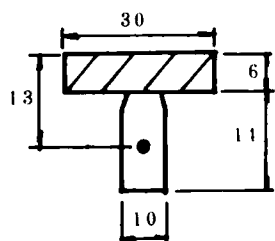
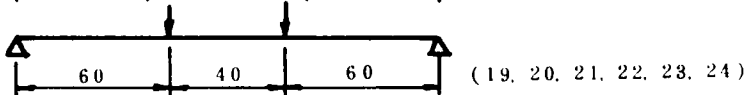
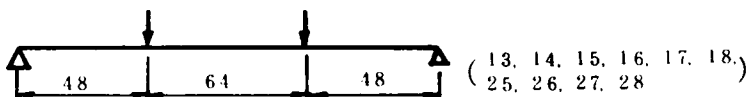
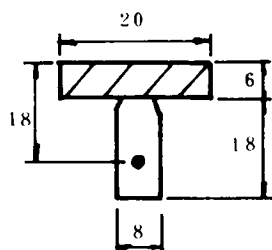
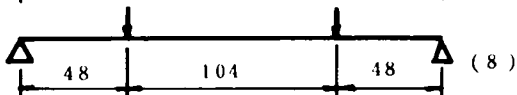
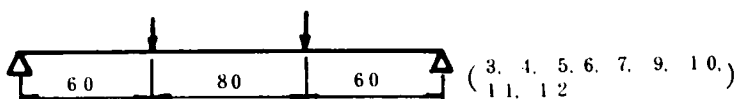
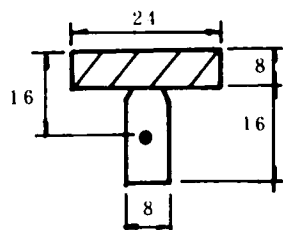
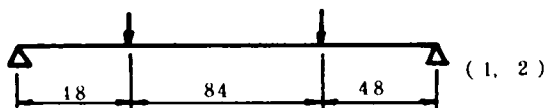
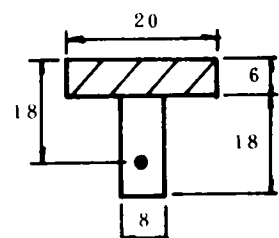


図 2 2 2 断面・寸法と載荷方法

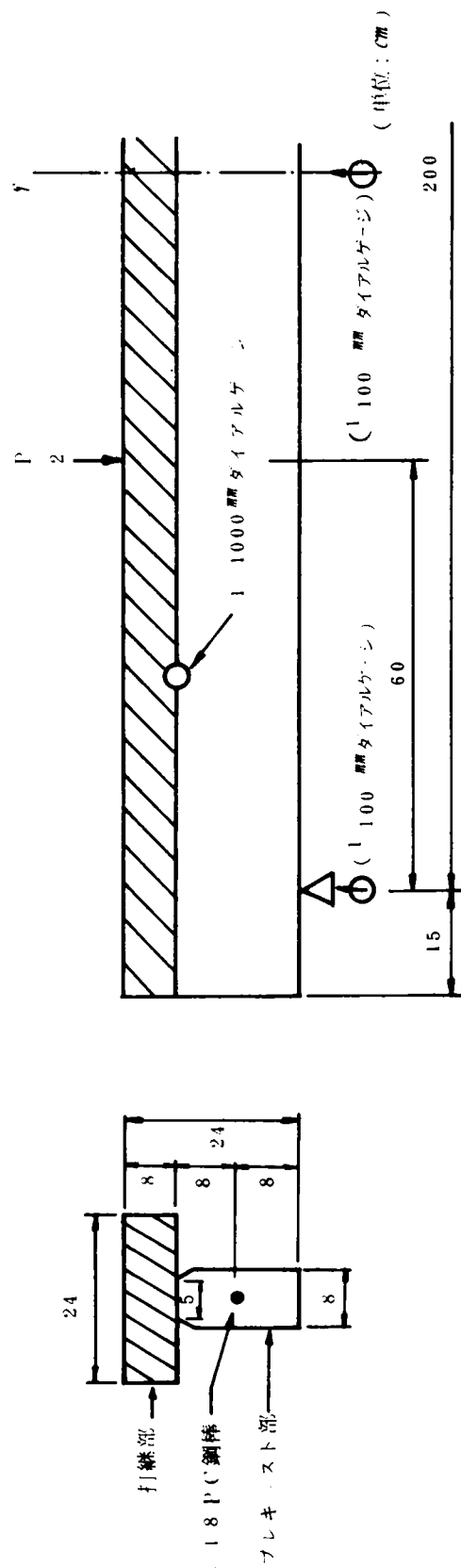


図-2 23 荷重～せん断スパン中央のずれ量

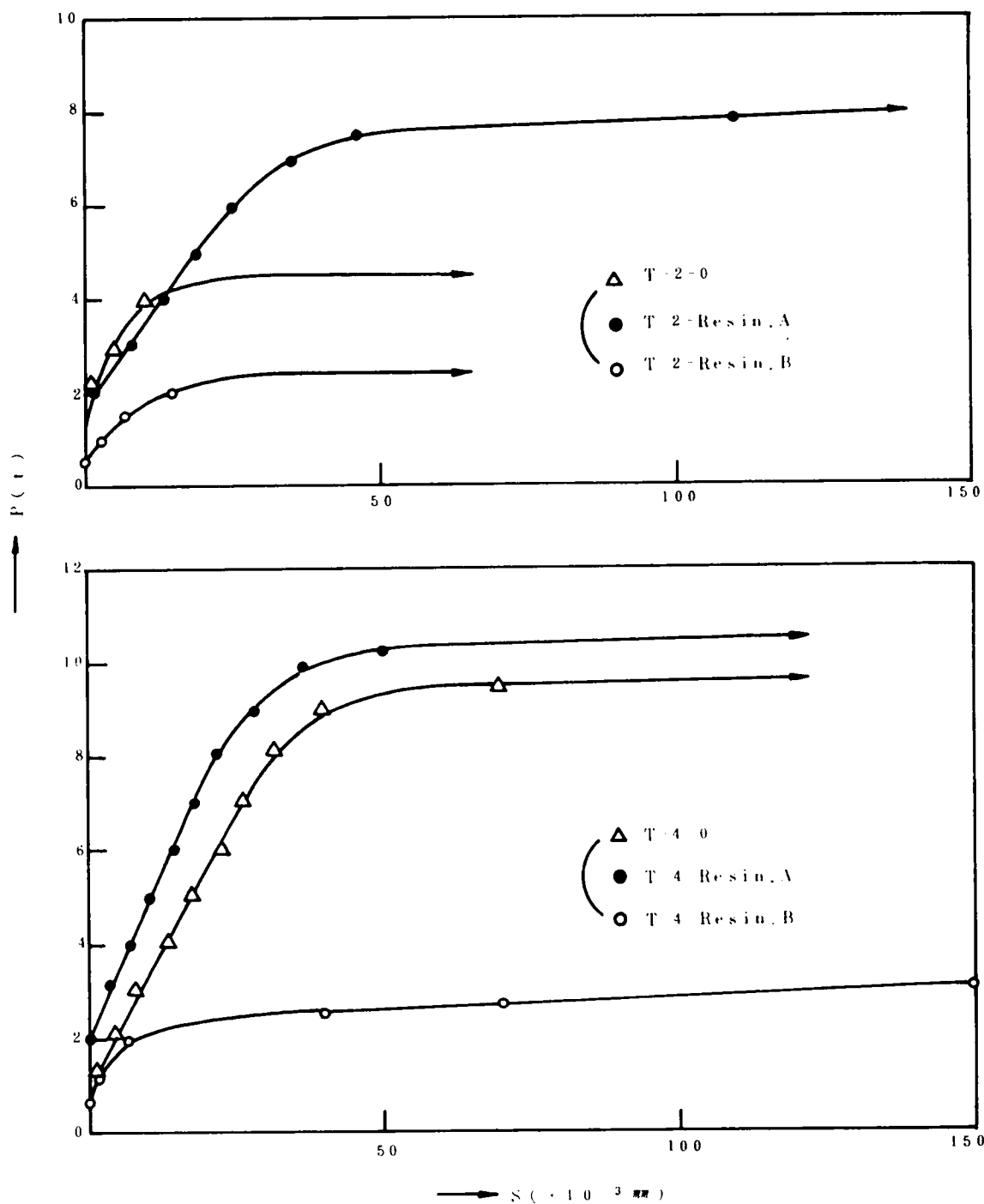
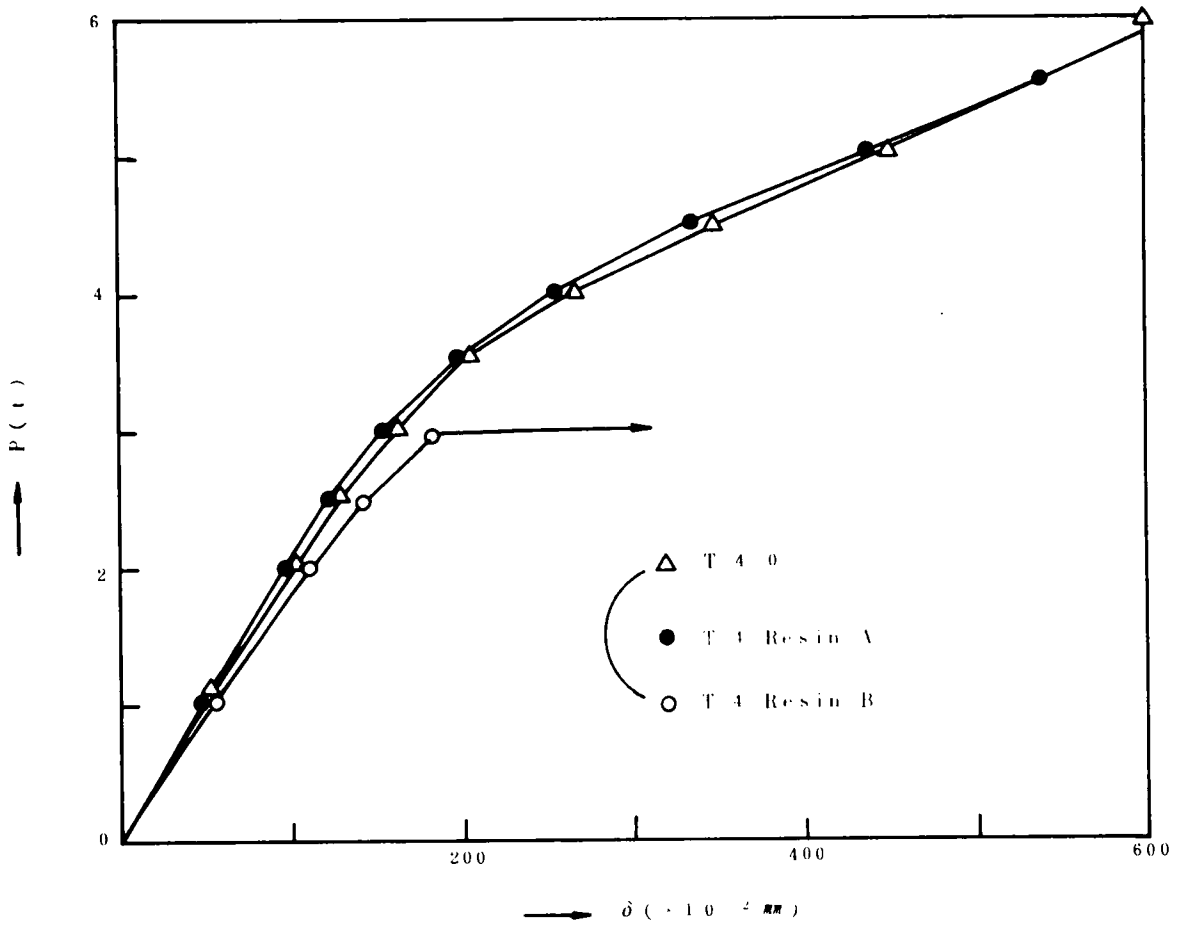


図 2 2 4 荷重～スパン中央のたわみ



第3編 軽量コンクリートを打継いだ合成はりに関する研究

1 章 概

説

人工軽量骨材を使用した軽量コンクリートが土木建築構造物に本格的に採用されるに至って約10年になる。その間RCまたはPC構造物へ応用した種々の研究成果が報告され、軽量コンクリートの特性ならびに力学的挙動が明らかにされ、現在では構造材料の一つとして重要な位置を占めるに至っている。軽量コンクリートの最大の利点は自重の軽減にあり、また最近の天然骨材の枯かつを補う上においてもきわめて重要なものである。

軽量コンクリートの力学的性質としては、圧縮強度は普通コンクリートと同程度のものがえられるが、引張強度がやや小さく、とくに乾燥状態に置かれると普通コンクリートの60%程度に低下するといわれている。^{1) 2) 3)} さらに弾性係数が普通コンクリートに較べて約2/3以下であって相当に小さい。また従来の結果を総合すると、乾燥収縮とクリープ係数は普通コンクリートよりも若干小さいようである。

軽量コンクリートは上記の特性を有するので、これを用いた一体断面のRCまたはPC構造では、曲げ破壊耐力は普通コンクリートを用いたものと差がないが、曲げひびわれ耐力ならびに斜引張ひびわれ耐力（せん断耐力）が相当に低下すること、またたわみの大きいことが明らかである。^{1) 2) 5)}

6) 7) 8) 9)

さらに、PC構造物では、プレストレスの導入時の反りたわみが入り、プレストレスの減退量が普通コンクリートを用いたものより幾分大きくなること、^{1) 8)} また定着部の支圧強度および割裂強度なども30%程度低下するといわれている。^{10) 11) 12)}

しかし、自重が大きな比率を占める構造物では軽量コンクリートの採用によるその軽減は以上の欠点を十分に補う利点とされ、さらにその欠点を普通コンクリートで補って両者を併用した合成断面はきわめて有効な型式ではないかと考えられる。しかしこの種合成断面の特性についての研究報告はきわめて少なく、第1編の概説で述べた程度のものがあるにすぎない。

第2編の結果から、軽量コンクリートを打継いだ合成はりの打継面におけるずれ破壊耐力は普通コンクリートを打継いだものに較べて何ら遜色のないことが認められた。したがってこの種合成断面の曲げおよび変形特性が十分に明らかになれば、軽量コンクリートの利点との1つとして興味のあつた分野であらう。

本編は、軽量コンクリートと普通コンクリートからなるＲＣならびにＰＣ合成断面のひびわれ耐力、破壊の様式とその耐力、曲げ応力、変形特性を検討し、設計上の基礎的資料をうることを目的としたものである。

2章 RC合成はりに関する試験¹³⁾

1節 試験の概要

1. 供試体の種類

供試体は図-3-1に示すように、幅×高さ = $b \times h = 10 \times 15 \text{ cm}$ の矩形断面とし、各々の試験因子を次のように選んだ。

- イ) 全断面 ($b \times h = 10 \times 15 \text{ cm}$) に対する軽量コンクリートの占有割合: ($b \times h' = 10 \times h'$) において $h' = 0, 6, 9, 15 \text{ cm}$

ただし、 $h' = 0.15 \text{ cm}$ はそれぞれ普通コンクリート、軽量コンクリートの一体断面である。

- ロ) 5編 3章の軽量コンクリート連続合成はりの正モーメント，負モーメント域に対する断面の特性を調べるために図-3-1-(2)のように合成断面では軽量コンクリートが引張側に位置する場合も検討した。

- { L I 載荷 : 合成断面では軽量コンクリートが圧縮側
 { L II 載荷 : 合成断面では軽量コンクリートが引張側

ハ) 主鉄筋量

- { L I 載荷 : 引張主鉄筋量 2-D 13
 圧縮主鉄筋量 1-D 10, 2-D 10, 2-D 13, 2-D 16
 { L II 載荷 : 引張主鉄筋量 1-D 10, 2-D 10, 2-D 13, 2-D 16
 圧縮主鉄筋量 2-D 13

供試体の種類と断面寸法はそれぞれ表-3-1, 図-3-1 に示すとおりである。

2. 使用材料と示方配合

1) 使用材料

セメント：セメントは普通コンクリートおよび軽量コンクリートともに住友セメント社製の普通ポルトランドセメントを用いた。

骨材：普通コンクリートには、木曽川産の玉砕石と長良川産の川砂を、軽量コンクリートには細粗骨材ともに、三井金属鉱業社の人工軽量骨材（メサライト）を使用した。

鉄筋：引張，圧縮主鉄筋には川崎製鉄社製の異形鉄筋 S D 30-D 10, D 13, D 16, 一方
シアーコネクター（スターラップと兼用）には同社製の普通丸鋼 S R 30- ϕ 6
を用いた。これらの物理的性質は表-3-2-(1)に示すとおりである。

2) 水方配合

プレキャスト部に用いた普通コンクリート，および打継部の軽量コンクリートはともに材

表-3-1 供試体の種類

供試体の記号		普通コンクリートの高さ (cm)	軽量コンクリートの高さ (cm)	引張主鉄筋比 ($P_t : \%$)	圧縮主鉄筋比 ($P_c : \%$)	載荷方法
A シリーズ	15-0-10-1	15	0	2-D13(2.05)	1-D10(0.57)	L I
	15-0- (10) -1	15	0	1-D10(0.57)	2-D13(2.05)	L II
	9-6-10-1	9	6	2-D13(2.05)	1-D10(0.57)	L I
	9-6- (10) -1	9	6	1-D10(0.57)	2-D13(2.05)	L II
	6-9-10-1	6	9	2-D13(2.05)	1-D10(0.57)	L I
	6-9- (10) -1	6	9	1-D10(0.57)	2-D13(2.05)	L II
	0-15-10-1	0	15	2-D13(2.05)	1-D10(0.57)	L I
	0-15- (10) -1	0	15	1-D10(0.57)	2-D13(2.05)	L II
B シリーズ	15-0-10-2	15	0	2-D13(2.05)	2-D10(1.15)	L I
	15-0- (10) -2	15	0	2-D10(1.15)	2-D13(2.05)	L II
	9-6-10-2	9	6	2-D13(2.05)	2-D10(1.15)	L I
	9-6- (10) -2	9	6	2-D10(1.15)	2-D13(2.05)	L II
	6-9-10-2	6	9	2-D13(2.05)	2-D10(1.15)	L I
	6-9- (10) -2	6	9	2-D10(1.15)	2-D13(2.05)	L II
	0-15-10-2	0	15	2-D13(2.05)	2-D10(1.15)	L I
	0-15- (10) -2	0	15	2-D10(1.15)	2-D13(2.05)	L II
C シリーズ	15-0-13-2	15	0	2-D13(2.05)	2-D13(2.05)	L I, L II
	9-6-13-2	9	6	" (")	" (")	L I
	9-6- (13) -2	9	6	" (")	" (")	L II
	6-9-13-2	6	9	" (")	" (")	L I
	6-9- (13) -2	6	9	" (")	" (")	L II
	0-15-13-2	0	15	" (")	" (")	L I, L II
D シリーズ	15-0-16-2	15	0	2-D13(2.05)	2-D16(3.2)	L I
	15-0- (16) -2	15	0	2-D16(3.2)	2-D13(2.05)	L II
	9-6-16-2	9	6	2-D13(2.05)	2-D16(3.2)	L I
	9-6- (16) -2	9	6	2-D16(3.2)	2-D13(2.05)	L II
	6-9-16-2	6	9	2-D13(2.05)	2-D16(3.2)	L I
	6-9- (16) -2	6	9	2-D16(3.2)	2-D13(2.05)	L II
	0-15-16-2	0	15	2-D13(2.05)	2-D16(3.2)	L I
	0-15- (16) -2	0	15	2-D16(3.2)	2-D13(2.05)	L II

合 28 日における圧縮強度を 400 $\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ ，スランブを $5 \pm 1 \text{ cm}$ となるように配合を決定した。それぞれの示方配合は表-3-2-(2)に示すとおりである。

表-3-2 使用材料と示方配合

(1) 使用材料

(i) 骨材の物理的性質

骨材の種類		最大寸法	比重	粗粒率
普通	細骨材	5 mm	2.59	3.26
	粗骨材	15	2.63	6.12
軽量	細骨材	5	1.87	2.95
	粗骨材	15	1.42	6.45

(ii) 鉄筋の物理的性質

鉄筋の種類	降伏点($\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$)	引張強度($\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$)	伸び(%)
ϕ 6 (SR30)	3,430	4,000	28.5
D 10 (SD30)	3,970	5,580	28.5
D 13 (SD30)	3,772	5,590	21.9
D 16 (SD30)	3,741	5,720	19.7

(2) コンクリートの示方配合

コンクリートの種類	スランブ (cm)	単位水量 W ($\frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$)	単位セメント量 C ($\frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$)	W/C	細骨材率 $\frac{S}{a}$ (%)	単位細骨材 S ($\frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$)	単位粗骨材 G ($\frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$)
普通コンクリート	5	204	470	43.3	47.5	846	934
軽量コンクリート	5	174	400	43.5	41.0	535	585

3. 供試体の作製方法

主鉄筋およびシアーコネクタ（スターラップと兼用）の配置は図-3-1のとおりである。ここでは $\phi 6 \times 2$ を 10 cm 間隔に配置したので，シアーコネクタ筋比は $P_s = 0.57\%$ である。

合成はりはプレキャスト部（普通コンクリート）の打設後 1 日で脱型し、その後 3 週間後に軽量コンクリートを打継ぎ、以後 4 週間経過後に載荷試験を実施した。供試体は打設後 1 週間は“ぬれむしろ”をかぶせて実験室内養生とした。なお、コンクリートの打継面はワイヤブラシかけと水洗によりレイタンスを十分に除去した。

一体はりも上と同様の養生を行ない、打設後 4 週間で載荷試験を実施した。

一方、はりに用いたコンクリートの載荷試験時における圧縮強度、引張強度（割裂強度）および弾性係数を測定するために、はりと同時に $10\phi \times 20\text{ cm}$ シリンダー供試体を各 3 本ずつ作製し、はりと全く同じ養生を行なった。

4. 載 荷 試 験

載荷試験は図-3-1に示すようにスパン 100 cm の単純はりに対して、せん断スパン 35 cm 、曲げスパン 30 cm の 2 点載荷とした。したがってこの場合のせん断スパン／有効高さの比は $a/d = 3$ である。

各荷重階（ 0.25 t 刻み）ごとにスパン中央のたわみを最小目盛 $1/100\text{ mm}$ ダイアルゲージを用いて、また曲げスパン内（モーメント一定区間）ではりの上下縁から各々 1 cm 、打継面の上下 2 cm の位置の軸方向ひずみを検長 20 cm のホイットモアー型ひずみ計を用いて測定した。

表-3-3 はりに使用したコンクリートの諸性質

供試体の種類		普通コンクリート			軽量コンクリート		
		圧縮強度 (MPa)	引張強度 (MPa)	弾性係数 (MPa)	圧縮強度 (MPa)	引張強度 (MPa)	弾性係数 (MPa)
A シリ ーズ	15- 0-10-1	269	23.7	2.16×10^5	—	—	—
	15- 0- 10 -1	〃	〃	〃	—	—	—
	9- 6-10-1	〃	〃	〃	321	15.9	1.31×10^5
	9- 6- 10 -1	〃	〃	〃	〃	〃	〃
	6- 9-10-1	〃	〃	〃	〃	〃	〃
	6- 9- 10 -1	〃	〃	〃	〃	〃	〃
	0-15-10-1	—	—	—	〃	〃	〃
	0-15- 10 -1	—	—	—	〃	〃	〃
B シリ ーズ	15- 0-10-2	419	33.5	2.78	—	—	—
	15- 0- 10 -2	〃	〃	〃	—	—	—
	9- 6-10-2	419	35.5	2.75	350	18.8	1.50
	9- 6- 10 -2	〃	〃	〃	〃	〃	〃
	6- 9-10-2	〃	〃	〃	〃	〃	〃
	6- 9- 10 -2	〃	〃	〃	〃	〃	〃
	0-15-10-2	—	—	—	399	17.6	1.40
	0-15- 10 -2	—	—	—	〃	〃	〃
C シリ ーズ	15- 0-13-2	419	33.5	2.78	—	—	—
	9- 6-13-2	419	35.5	2.75	350	18.8	1.50
	9- 6- 13 -2	〃	〃	〃	〃	〃	〃
	6- 9-13-2	419	33.5	2.78	355	22.8	1.72
	6- 9- 13 -2	〃	〃	〃	〃	〃	〃
	0-15-13-2	—	—	—	399	17.6	1.35
D シリ ーズ	15- 0-16-2	419	33.5	2.78	—	—	—
	15- 0- 16 -2	〃	〃	〃	—	—	—
	9- 6-16-2	419	35.5	2.75	350	18.8	1.50
	9- 6- 16 -2	〃	〃	〃	〃	〃	〃
	6- 9-16-2	419	33.5	2.78	355	22.8	1.72
	6- 9- 16 -2	〃	〃	〃	〃	〃	〃
	0-15-16-2	—	—	—	399	17.6	1.35
	0-15- 16 -2	—	—	—	〃	〃	〃

2節 試験の結果と考察

各はりの載荷試験時におけるコンクリートの強度と弾性係数（圧縮強度の1／3点における割線係数）を表一3-3に示す。表一3-3によると圧縮強度は普通コンクリートでは目標強度（400 ㏩）よりやゝ大きめに、軽量コンクリートではやゝ小さめになっている。一方、軽量コンクリートの引張強度と弾性係数はともに普通コンクリートの60％程度である。

つぎに、図一3-2に10φ20cmシリンダーで測定した圧縮応力～ひずみ関係の一例を示すが、これによると軽量コンクリートの応力～ひずみ曲線の傾きは普通コンクリートより小さく、破壊に至るまでの直線の傾向は後者より著しいことがわかる。これは他の多¹⁴⁾くの報告と一致しているようである。両コンクリートの応力～ひずみ曲線の相異が、たわみや曲げ剛性などの変形特性に与える影響は後述するとおりである。以下各力学的特性について述べる。

1. 曲げひびわれ耐力

表一3-4に曲げひびわれ荷重の実験値を示す。

表一3-4から、主鉄筋量を同一とした各シリーズごとに考えると次のことがいえるであろう。

軽量一体はりは普通一体はりに較べて曲げひびわれ耐力がかなり低下しているが、これは上記のように軽量コンクリートの引張強度が普通コンクリートに較べて相当に小さい（ここでは60％）ことから明らかである。これに対して、引張側を普通コンクリートとしたⅡ載荷の合成はりでは全体的にみて普通一体はりと同程度もしくはそれに近い曲げひびわれ強さの期待できること、すなわち引張部を普通コンクリートで置きかえることによって軽量一体はりの曲げひびわれ耐力の低下を著しく軽減しうるこ

表一3-4 曲げひびわれ荷重の実験値

供試体の種類		曲げひびわれ荷重 (t)
A シリ ーズ	15- 0-10-1	1.7 5
	15- 0- 10 -1	1.0 0
	9- 6-10-1	1.7 5
	9- 6- 10 -1	1.0 0
	6- 9-10-1	1.7 5
	6- 9- 10 -1	1.0 0
	0-15-10-1	1.2 5
	0-15- 10 -1	0.7 5
B シリ ーズ	15- 0-10-2	1.7 5
	15- 0- 10 -2	1.0 0
	9- 6-10-2	2.0 0
	9- 6- 10 -2	1.2 5
	6- 9-10-2	1.7 5
	6- 9- 10 -2	1.2 5
	0-15-10-2	1.5 0
	0-15- 10 -2	1.2 5
C シリ ーズ	15- 0-13-2	1.7 5
	9- 6-13-2	1.7 5
	9- 6- 13 -2	1.2 5
	6- 9-13-2	1.5 0
	6- 9- 13 -2	1.2 5
	0-15-13-2	1.2 5
D シリ ーズ	15- 0-16-2	2.0 0
	15- 0- 16 -2	1.2 5
	9- 6-16-2	1.5 0
	9- 6- 16 -2	1.0 0
	6- 9-16-2	1.2 5
	6- 9- 16 -2	0.7 5
	0-15-16-2	1.2 5
	0-15- 16 -2	0.7 5

とが明らかである。なお、軽量コンクリートが全断面の60%を占める合成はりでは普通一体はりに較べて曲げびわれ低下がかなり低下するものも認められる。これは、第7編で述べるように打継部断面が大きいために両コンクリートの乾燥収縮ひずみ差によるプレキャスト下縁の引張応力の影響が大きく現れることに原因するものであろう。

一方、LⅡ 載荷とした場合、すなわち軽量コンクリートが引張部に位置する合成はりでは、曲げびわれ強さは普通一体はりに較べてかなり低下していることがわかる。したがって、このような合成断面の型式は曲げびわれ耐力の面からは好ましくないと考えられる。

2. 破壊耐力

一体はりと合成はりを問わず、引張主鉄筋を2-D16としたDシリーズのLⅡ 載荷の4本と2-D13の軽量一体はりは斜びわれの発生によるせん断破壊を起したが、他はいずれも曲げ破壊を呈した。表-3-5に破壊荷重(モーメント)の実験値と計算値を示す。

表-3-5に示す破壊モーメントの計算値 M_u' は一体断面に対して用いられているもので、コンクリートの圧縮応力の分布を矩形と仮定し、複鉄筋はりに対して求められた次式(3-1)¹⁵⁾による曲げ破壊モーメントである。

$$\left. \begin{aligned} M_u' &= d_2 \cdot k u \bar{\sigma}_c \left(1 - \frac{k u}{2}\right) + k c \cdot A s' \cdot \bar{\sigma}_{s y'} (d - d c) \\ k u &= (A s \bar{\sigma}_{s y} - k c A s' \bar{\sigma}_{s y'}) / (b d \bar{\sigma}_c) \end{aligned} \right\} \quad (3-1)$$

ここに、

$$\left\{ \begin{array}{ll} b & : \text{はりの幅} \\ d & : \text{有効高さ} \\ d c & : \text{圧縮主鉄筋のかぶり} \\ A s' & : \text{圧縮主鉄筋の断面積} \\ A s & : \text{引張主鉄筋の断面積} \\ \bar{\sigma}_{s y'} & : \text{圧縮主鉄筋の降伏点} \\ \bar{\sigma}_{s y} & : \text{引張主鉄筋の降伏点} \\ \bar{\sigma}_c & : \text{圧縮部コンクリートの圧縮強度} \end{array} \right.$$

上式の $k c$ は曲げ破壊時における圧縮主鉄筋の実応力の降伏点応力に対する比で、次のようになる。

$$k c = \frac{E s \epsilon u}{\sigma_{s y'}} \cdot \frac{k u - d c'}{k u} \quad (-1 \leq k c \leq 1)$$

表-3-5 破壊荷重

供試体の種類		破壊荷重の 実 験 値 (t)	同左の モーメント $M_u(t \cdot cm)$	計 算 値 $M_u'(t \cdot cm)$	M_u / M_u'	破壊型式
A シ リ ー ズ	15-0-10-1	5.8	100.6	102.3	0.98	曲 げ
	15-0-⑩-1	2.4	41.4	37.1	1.11	〃
	9-6-10-1	6.2	108.5	105.2	1.03	〃
	9-6-⑩-1	2.3	40.3	37.9	1.06	〃
	6-9-10-1	6.3	109.4	105.2	1.04	〃
	6-9-⑩-1	2.3	40.3	37.9	1.06	〃
	0-15-10-1	5.3	91.9	103.5	0.89	せん断
	0-15-⑩-1	2.5	42.9	40.0	1.07	曲 げ
B シ リ ー ズ	15-0-10-2	7.5	131.2	106.9	1.23	〃
	15-0-⑩-2	5.0	86.7	72.3	1.20	〃
	9-6-10-2	6.1	106.0	105.3	1.01	〃
	9-6-⑩-2	4.5	78.9	72.3	1.09	〃
	6-9-10-2	6.7	117.0	105.3	1.11	〃
	6-9-⑩-2	4.4	77.0	72.3	1.07	〃
	0-15-10-2	6.8	118.3	112.3	1.05	〃
	0-15-⑩-2	4.7	82.4	66.8	1.23	〃
C シ リ ー ズ	15-0-13-2	7.5	131.2	107.0	1.23	〃
	9-6-13-2	6.0	105.0	105.4	1.00	〃
	9-6-⑬-2	6.5	113.7	112.9	1.01	〃
	6-9-13-2	6.7	117.2	105.5	1.11	〃
	6-9-⑬-2	6.8	118.3	112.9	1.05	〃
	0-15-13-2	6.5	113.7	112.2	1.01	〃
D シ リ ー ズ	15-0-16-2	7.3	127.8	107.0	1.20	〃
	15-0-⑯-2	8.3	144.4	166.5	0.87	せん断
	9-6-16-2	6.5	113.0	105.4	1.07	曲 げ
	9-6-⑯-2	8.0	140.0	165.8	0.84	せん断
	6-9-16-2	6.8	119.0	105.5	1.13	曲 げ
	6-9-⑯-2	6.8	119.0	166.5	0.71	せん断
	0-15-16-2	7.3	127.0	106.5	1.19	曲 げ
	0-15-⑯-2	7.3	127.0	165.6	0.77	せん断

ここに、

$$\left\{ \begin{array}{l} d c' : d c / d \\ E s : \text{鉄筋の弾性係数} \\ \epsilon u : \text{コンクリートの最大圧縮ひずみ} \end{array} \right. \quad \left(\begin{array}{l} \text{ここでは普通コンクリートおよび軽量コンクリートに対してともに} \epsilon u = \\ 0.003 \text{とした} \end{array} \right)$$

表-3-5から、曲げ破壊を呈した供試体では、合成はり、一体はりともに実験値の方が計算値より10%程度大きい、両者は良く合致していると考えられる。したがって、普通コンクリートと軽量コンクリートから成る合成はりでも、圧縮部コンクリートが一体はりと同程度の強度であれば曲げ耐力は一体はりと同程度と考えて差支えないのであって、その計算も一体はりと同じの方法によってよいことが明らかである。

一方、引張主鉄筋量が2-D16の場合はせん断破壊を呈したが、これらについて考えてみよう。普通一体はりとは軽量コンクリートの占める割合が少ない合成はり(9-6)に較べて軽量一体はりとその割合の多い合成はり(6-9)はせん断耐力が相当に低下することが認められる。

いま、普通コンクリートに関するACI Building Code¹⁶⁾規準式と軽量コンクリートに関するHanson²⁾の提案式を用いて各はりのせん断破壊耐力を考察してみよう。後者の提案式は、著者等の実施した試験の結果によって軽量一体はりに対してかなり良い精度を与えることが確められている。⁹⁾

せん断破壊時のせん断力 V_u は $kg \cdot cm$ 単位に換算すると次式で与えられる。

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{普通一体はり : ACI Building Code} \\ \\ V_u = b d \left(0.504 \sqrt{\sigma_c} + \frac{176 P \cdot V \cdot d}{M} \right) + \frac{A_v \cdot \sigma_y \cdot d}{s} \quad (3-2) \\ \\ \text{軽量一体はり : Hansonの提案式} \\ \\ V_u = b \cdot d \left(0.289 \sqrt{\sigma_c} + \frac{262 P \cdot V \cdot d}{M} \right) + \frac{A_v \cdot \sigma_y \cdot d}{s} \quad (3-3) \end{array} \right.$$

なお、斜ひびわれの発生位置は、ACI 規準によると a/d に応じて定められており、本供試体では $a/d \geq 2$ であるから、載荷点から d の位置となる。したがって上記の $\frac{V}{M} = \frac{1}{a-d}$ である。

上式で

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_c : \text{コンクリートの圧縮強度} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} p : \text{引張主鉄筋比} \\ d : \text{有効高さ} \\ A_v : \text{スターラップ1組の断面積} \\ \sigma_y : \text{スターラップ降伏点} \\ s : \text{スターラップの間隔} \end{array} \right.$$

これより求められたせん断破壊荷重 $P_u' = 2 \times V_u$ の計算値を実験値と対比して表-3-6に示す。

表-3-6 せん断破壊荷重の実験値と計算値の比較

供 試 体		実験値	計算値(式(3-2))		計算値(式(3-3))	
		$P_u(t)$	$P_{u1}'(t)$	P_u/P_{u1}'	$P_{u2}'(t)$	P_u/P_{u2}'
普通一体	15-0-(16)-2	8.3	8.21	1.01	--	--
合 成	9-6-(16)-2	8.0	8.21	0.97	7.36	1.09
	6-9-(16)-2	6.8	8.21	0.83	7.37	0.92
軽量一体	0-15-(16)-2	7.3	--	--	7.45	0.98

表-3-6に示すように、普通一体はり(15-0-(16)-2)は式(3-2)、軽量一体はり(0-15-(16)-2)は式(3-3)による計算値ときわめて良く一致している。

一方、合成はりでは軽量コンクリートの占める割合の少ないもの(40%) (9-6-(16)-2)では普通コンクリート一体はりに対する式(3-2)、その多いもの(60%) (6-9-(16)-2)では軽量一体はりに対する式(3-3)を用いるのが適当であることがわかる。

以上のようにせん断破壊耐力の推定式としては、上記の実験式(3-2)、(3-3)はかなり参考になると考えられる。

3. 断面のひずみ分布

各荷重階($P=1, 3, 5t$)における断面のひずみ分布の測定値の一例を図-3-3に示す。ただし、ひずみは曲げスパン内で、検長20cmのホイットモア型ひずみ計を用いて求めたものである。

図-3-3から明らかなように、 $P=1t$ 時(曲げひびわれの発生前)の中立軸の位置は両コンクリートの弾性係数の相違を考えた換算断面の図心軸と良く一致していること、また、曲げひびわれの発生にともなって、中立軸が上方に移動するが、いずれの荷重階でも近似的にひずみの平面保持がみとめられ、両部の一体性が十分に保たれていることを示している。

ここでは、ひずみの計算値は省略するが、これについては本編の 3 章と 4 章で述べる。

4. 曲げ 剛 性

曲げスパン内のモーメント一定区間で求めたモーメント M と曲げ剛性 K の関係を、 L I 载荷に対して図- 3- 4-(1)、 L II 载荷に対して図- 3- 4-(2)に示す。ここで曲げ剛性 K は、上記の断面ひずみ分布の結果から打継面におけるずれがないものと考えて、全断面の上縁と下縁から各 $1cm$ の位置におけるひずみ測定値（ホイットモアー型ひずみ計による） ϵ_c, ϵ_t から次式で求めたものである。

$$K = M / \varphi, \quad \varphi = \frac{\epsilon_c + \epsilon_t}{Z} \quad (3-4)$$

ここに、

$$\left\{ \begin{array}{l} \varphi : \text{曲率 (回転角ひずみ)} \\ \epsilon_c : \text{コンクリートの圧縮ひずみ} \\ \epsilon_t : \text{コンクリートの引張ひずみ} \\ Z : \epsilon_c \text{ と } \epsilon_t \text{ の測定位置間の距離} \end{array} \right.$$

まず、 L I 载荷の場合を考えると、曲げひびわれ発生前の初期剛性は弾性係数の大きい普通一体はりが最も大きく、弾性係数の小さい軽量一体はりが最も小さい。一方、合成はりの初期剛性は、両一体はりの中間にあり、軽量コンクリートの占める割合が少ない（9-6）の方が、多いもの（6-9）よりやや大きい。

曲げひびわれの発生によって剛性は著しく低下するが、初期剛性からの低下は普通一体はりが最も大きく、軽量一体はりが最も小さい。

したがって両一体はりの終局時の剛性には、初期剛性ほどの差のないことがわかる。このことは、上記のコンクリートの応力～ひずみ曲線からも推定しうるところであり、以前の結果とも良⁹⁾く一致している。また、圧縮部を軽量コンクリートとした合成はりについてみると、結果にややバラツキもあるが、曲げひびわれの発生後の剛性は次第に軽量一体はりに近づいていくことが認められる。これは、曲げひびわれの発生以後の変形特性が圧縮部コンクリートの特性に支配されることを示すものであろう。

他方、 L II 载荷についてみると、図- 3- 4-(2)のように初期剛性は L I 载荷の場合と同様である。しかし、曲げひびわれの発生以後の剛性は、圧縮部を普通コンクリートとした合成はりでは L I 载荷の場合とは逆に、むしろ普通一体はりに近い傾向が認められる。

このように、軽量コンクリートと普通コンクリートから成る合成断面の曲げ剛性が曲げひびわ

れの発生を境にして、圧縮部に位置するコンクリートの変形特性の影響が支配的になることがわかる。このことは次に述べるたわみ、あるいは第5編、3章の軽量コンクリートを打継いだ連続合成はりのたわみやモーメントの分布にも関係するのではないかと考えられる。

5. たわみ

図-3-5は合成はりのたわみが一体はりとどのように相違するかを示したものである。

図-3-5-(1)のL I 載荷の場合をみると、初期のたわみは軽量一体はりが最大で普通一体はりが最小で、合成はりはその中間にある。しかし、荷重の増大とともに圧縮部を軽量コンクリートとした合成はりのたわみは次第に軽量一体はりに近づいていくことが認められる。これは上記の曲げ剛性と同一の関係にある。すなわち、軽量一体はりの引張部を普通コンクリートで置きかえることは曲げひびわれの発生前の初期たわみを減少させる上できわめて有効である。しかし、破壊に至るまでの全荷重域を通じてこれを期待することは危険であることを示すものである。

これに対して、図-3-5-(2)のL II 載荷の場合は、全荷重域を通じて合成はりのたわみは普通一体はりより大きい、軽量一体はりより小さくなる。これは、L I 載荷の場合とは逆に曲げひびわれ発生以後、次第に圧縮部に位置する普通コンクリートの変形特性が支配的になるからと考えられ、前記の曲げ剛性と同様の傾向が認められる。

以上のことから、曲げひびわれ強さの点からいえば軽量一体はりの引張部を普通コンクリートで置き換えた合成はりが有効であり、破壊に至る荷重域までのたわみの軽減という面からみると圧縮部を普通コンクリートで置き換えた方が有効であると考えられ、両者に相反する面のあることがわかるであろう。

つぎに図-3-6に示すたわみの計算値について考えてみよう。

計算値は、曲げひびわれの影響を考慮したもので、次式¹⁷⁾の曲げモーメント(M)と曲げ剛性(K)の関係¹⁷⁾を仮定して求めたものである。

$$0 < M \leq M_{cr}' : K = K_e$$

$$M_{cr}' \leq M \leq M_u' : K = K_e - (K_e - K_u) \left\{ 2 \times \frac{M - M_{cr}'}{M_u' - M_{cr}'} - \frac{(M - M_{cr}')^2}{(M_u' - M_{cr}')^2} \right\} \quad (3-5)$$

ここに、

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{cr}' : \text{曲げひびわれ発生モーメントの計算値} \\ K_e : \text{コンクリートの全断面を有効とし、プレキャスト部と打継部の弾性係数の相異を} \\ \quad \text{考えた換算断面の曲げ剛性} \\ M_u' : \text{曲げ破壊モーメントの計算値} \\ \quad \text{(前記の式-(3-1))} \end{array} \right.$$

K_u : 曲げ破壊時の曲げ剛性の計算値

$$(K_u = Mu' / (\frac{\epsilon_u}{K_u \cdot d})) \text{それぞれ前記のとおり})$$

まず，与えられた荷重に対するモーメント分布から， $M \leq M_{cr}'$ の区間では $K = K_e$ ， $M \geq M_{cr}'$ の区間ではそれぞれモーメントの大きさに対応する上式の K を用いて，スパン上の各点の弾性荷重 M/K を求める。これから弾性荷重法（こゝではNewmark¹⁸⁾の格点法を採用）を用いてたわみを求めた。なお，こゝではスパンの分割を20分割として計算を行なった。

図-3-6のように，以上の方法で求めたたわみの計算値は一体はりおよび合成はりともに，曲げひびわれの発生以前と以後の実験値にかなり良く一致していると考えられる。

3 章 グラウトを実施した P C 合成はり¹⁹⁾

1 節 試験の概要

1. 供試体の種類

供試体は矩形断面と T 型断面合成はりの 2 型式とした。いずれの合成はりも打継部(圧縮部)を軽量コンクリートとし、プレキャスト部(引張部)は普通コンクリートとし上縁で 0 , 下縁で 100% のプレストレスを与えたものである。

こゝでは、次のような条件のもとで P C 合成はりの曲げ特性を検討することにした。

(イ) 打継面の状態 : 粗骨材の最大寸法 (15 mm) の (1/2 ~ 1/3) の凹凸を設け、ワイヤブラシでレイタンスを十分に取除いたものであって、シアーコネクターは次のようにした。

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{矩形断面 : シアーコネクター筋比} \\ \qquad \qquad \qquad P_s = 0\%, 0.28\% \\ \text{T 形断面 : シアーコネクター筋比} \\ \qquad \qquad \qquad P_s = 0\%, 0.35\%, 0.70\% \end{array} \right.$$

(ロ) 打継時のプレキャスト部の材令 : 5 週, 14 週

(ハ) せん断スパン長のはり全高に対する比 a/h :

矩形断面 : $a/h = 2.0, 2.5$

T 形断面 : $a/h = 2.0, 3.0$

なお、合成はりと比較するために、全断面を普通コンクリートとした矩形と T 型断面の一体はりも作製した。これらは下縁で 100%、上縁で 0% の偏心プレストレスを導入した。供試体の種類を表-3-7 に、断面・寸法と配筋を矩形、T 型断面に対してそれぞれ図-3-7- (1), (2) に示す。

2. 使用材料とコンクリートの示方配合

1) 使用材料

セメント : セメントはプレキャスト部、打継部ともに大阪セメント社製の普通ポルトランドセメントを使用した。

骨 材 : プレキャスト P C 部の普通コンクリートには野州川産の川砂、川砂利を用いた。一方、打継部の軽量コンクリートには、細粗骨材とともに大阪セメント社製の人工軽量骨材 (ライオナイト) を使用した。

鋼 材 : 組立筋およびスターラップを兼ねたシアーコネクターは $\phi 6$ (SR24) の普

表-3-7 供試体の種類

供試体の記号			コンクリートの配合		※1) 打継ぎ材 合 (週)	※1) 試験時材 合 (週)	※2) 打継ぎ面 の状態	※3) 載荷方法 a/h
			プレキャスト 部	打継部				
矩形断面 供試体	合	R-HL-I-5-2.0	普通 コンクリート	軽量 コンクリート	5	9	I	2.0
		R-HL-II-5-2.0	〃	〃	5	9	II	2.0
		R-HL-II-5-2.5	〃	〃	5	9	II	2.5
		R-HL-II-14-2.0	〃	〃	14	19	II	2.0
		R-HL-II-14-2.5	〃	〃	14	19	II	2.5
	一	R-HH-II-2.0	普通 コンクリート	—	—	9	(II)	2.0
		R-HH-II-2.5	〃	—	—	9	(II)	2.5
T形断面 供試体	合	T-HL-I-5-2.0	普通 コンクリート	軽量 コンクリート	5	9	I	2.0
		T-HL-II-5-2.0	〃	〃	5	9	II	2.0
		T-HL-III-5-2.0	〃	〃	5	9	III	2.0
		T-HL-II-5-3.0	〃	〃	5	9	II	3.0
		T-HL-II-14-2.0	〃	〃	14	19	II	2.0
		T-HL-II-14-3.0	〃	〃	14	19	II	3.0
	一	T-HH-II-2.0	普通 コンクリート	—	—	9	(II)	2.0
		T-HH-II-3.0	〃	—	—	9	(II)	3.0

(供試体は各種類について2本ずつ)

※1) プレキャスト部の打設時を基準にする

※2) それぞれ,

I: シアーコネクター筋無し

II: シアーコネクター筋20cmピッチ(矩形: 0.28%, T型: 0.35%)

III: 〃 10cmピッチ(T型: 0.70%)

※3) せん断スパン長(a)のはり全高(h)に対する比

通丸鋼を用いて作製した。使用したP C鋼棒は矩形はりでは $\phi 14$ (第4種)

T型はりでは $\phi 16$ (第4種)でいづれも高周波熱錬社製のものである。

使用材料の物理的性質は表-3-8-(1)に示すとおりである。

2) 示方配合

軽量コンクリートと普通コンクリートは材合 28 日における目標圧縮強度をそれぞれ 250 ㎏、400 ㎏とした。それらの示方配合を表-3-8-(2)に示す。また、グラウトは表-3-8-(3)に示す配合のものとした。

表-3-8 使用材料と示方配合

(1) 使用材料

(i) セメント

比 重	粉 末 度 (プ レ ー ン) (cm^2/g)	安 定 性	凝 結			フ ロ ー 値	
			水 量 (%)	始 発 (時 分)	終 結 (時 分)		
3.12	3.760	良	27	3-15	4-03	221	
曲 げ 強 さ (暫)				圧 縮 強 さ (暫)			
1 日	3 日	7 日	28 日	1 日	3 日	7 日	28 日
37.2	50.8	59.8	65.3	110	223	269	339

(ii) 骨 材

骨 材 の 種 別		最 大 寸 法 (mm)	比 重	F・M	吸 水 率 (%)
普 通	細 骨 材	5	2.61	2.97	0.98
	粗 骨 材	15	2.64	6.38	0.98
軽 量	細 骨 材	5	2.00	2.99	4.20
	粗 骨 材	15	1.41	6.46	2.55

(iii) 鋼 材

鋼 材 の 種 別	降 伏 点 (kg/mm^2)	引 張 強 度 (kg/mm^2)	伸 び (%)
φ 6 丸 鋼 (SR24)	28.3	32.1	18.7
φ 14 PC 鋼棒 (第4種)	137.0	144.0	8.0
φ 16 PC 鋼棒 (第4種)	131.7	140.9	7.3

(2) コンクリートの水力配合

コンクリートの種類	粗骨材の 最大寸法 (mm)	スランプ (mm)	空気量 (%)	水セメン ト比W,C (%)	細骨材率 s/a (%)	単 位 量 (kg/m³)			
						水 W	セメント C	細骨材 S	粗骨材 G
普通コンクリート	15	5.0 \pm 1	4.5 \pm 0.5	36.0	37.0	160	450	649	1130
軽量コンクリート	15	7.5 \pm 1	7.0	66.3	48.3	175	300	575	616

(3) グラウトの配合

水セメント比	セ メ ン ト (普通ポルトランドセメント)	水	混 和 材 料	
			分 散 剤	アルミニウム粉末
50%	1,224 kg/m³	612 kg/m³	ボゾリス №8	セメントの 0.005%

3. 供試体の作製方法

プレキャスト部の普通コンクリートは、打設直後に打継面に粗骨材最大寸法の（ $1/2 \sim 1/3$ ）程度の凹凸を設け、1日で脱型し、その後3週間後にP C鋼棒を配置しオイルジャッキで所定のプレストレスを導入した。この時、プレキャスト部の上縁の近くと、下縁にプラグをはり、検長25 cmのフーケンベルガーひずみ計で導入応力のチェックを行った。さらに、1週間後に再緊張を行ない、その後表-3-8-(3)に示す配合のセメントペーストでグラウトを行なった。

軽量コンクリートの打継ぎはプレキャスト部の打設後5週あるいは14週で行なった。打継面は金ブラシと水洗にて表面のレイタンスを十分に取り除き、打継ぎ時に型枠油などが付着することのないよう十分に注意した。

プレキャスト部の打設から載荷試験まで、供試体はいずれも実験室内に放置し、特別な養生を実施しなかった。

なお、軽量骨材は気乾状態のものを用い、3分間吸水量（瞬間吸水量）に相当する水をミキサーに入れ、骨材だけを約2分間回転させた。その後、セメントと示方配合の規定量の全水量を加えて、3分間練混ぜた。

はりの作製と同時に圧縮強度、割裂強度および弾性係数を測定するために $10 \phi \times 20 \text{ cm}$ 円柱供試体を総計で普通コンクリートは18本、軽量コンクリートは15本、曲げ強度測定用の $10 \times 10 \times 40 \text{ cm}$ 角柱供試体9本を作製した。これらは、はりと同様に実験室内に放置した。

4. 試験方法

載荷試験は、プレキャスト部の材令5週で打継いだものでは打継ぎ後4週に、14週で打継いだものでは打継ぎ後5週で行なった。一方、一体はりはいずれも打設後9週目に載荷試験を実施した。

矩形断面とT型断面に対する試験方法を図-3-8に示す。同図のように、曲げスパン内で断面の上下縁と打継面の上下1.5 cm位置にゲージ長67 mmのパーバーゲージをはりつけてひずみを測定し、最小目盛 $1/100 \text{ mm}$ ダイヤルゲージでスパン中央のたわみを測定した。さらに、矩形はりでは $a/h = 2.5$ 、T型はりでは $a/h = 3.0$ の場合について、曲げスパンの全長に渡って下縁から1.5 cmの位置にプラグをはりつけて検長5 cmのホイットモア-ひずみ計でひずみの測定を行なった。これは後記の方法でひびわれ幅を求めるためのものである。この他に $a/h = 2.0$ の合成はりについては支点上、せん断スパンの中央、ならびに載荷点直下に最小目盛 $1/1000 \text{ mm}$ のダイヤルゲージを設置し、第2編で述べたと同様の方法で打継面のずれを測定した。

荷重階は曲げひびわれ発生の附近では0.25 tとした。ひびわれの発生後、矩形はりでは

0.5 t, T型はりでは1 tに荷重を下げ, ひずみと変形の回復性を測定した。以後は再び0.5 tずつ上げて破壊に至らしめた。

2節 試験結果とその考察

1. 曲げひびわれ耐力とひびわれ幅

表-3-9に曲げひびわれ発生モーメントの実験値と計算値を示す。

表-3-9 曲げひびわれ耐力

供 試 体 の 種 類			実 験 値 Mer (t·cm)	計 算 値	
				Mer'(t·cm)	Mer/Mer'
知 形 断 面	合 成	R-HL-I-5-2.0	85.0 80.0	80.4	1.05 1.00
		R-HL-II-5-2.0	90.0 85.0	84.7	1.07 1.00
		R-HL-III-5-2.5	75.0 68.0	81.1	0.93 0.84
		R-HL-IV-14-2.0	60.0 55.0	78.5	0.76 0.70
		R-HL-V-14-2.5	62.5 56.3	78.5	0.80 0.72
	体	R-HH-II-2.0	85.0 85.0	98.6	0.87 0.81
		R-HH-III-2.5	93.8 87.5	98.1	0.96 0.89
T 型 断 面	合 成	T-HL-I-5-2.0	114.0 108.0	120.6	0.95 0.90
		T-HL-II-5-2.0	108.0 108.0	127.5	0.85 0.85
		T-HL-III-5-2.0	120.0 114.0	126.5	0.95 0.90
		T-HL-IV-5-3.0	126.0 108.0	122.1	1.03 0.88
	体	T-HL-V-14-2.0	96.0 84.0	119.1	0.81 0.71
		T-HL-VI-14-3.0	99.0 90.0	119.1	0.83 0.76
		T-HH-III-2.0	132.0 138.0	142.6	0.93 0.97
		T-HH-IV-3.0	117.0 117.0	141.8	0.83 0.83

表-3-9の計算値 Mer' は次式(3-6)で求めたものである。こゝでは乾燥収縮ひずみならびにプレストレスによるクリープひずみに原因する拘束応力を無視したが、これについて第7編で詳述することにする。

$$Mer' = (\sigma_{ce} + \sigma_b) \cdot W \quad (3-6)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_b : \text{プレキャスト部のコンクリートの曲げ強度} \\ \sigma_{ce} : \text{はりの下縁の有効プレストレス} \\ W : \text{はりの下縁に対する断面係数} \end{array} \right.$$

(合成はりの場合は換算断面を用いる)

20)

上式におけるはりの下縁の有効プレストレス σ_{ce} は、緊張時のP C鋼材の応力から次式で求まるコンクリートのクリープおよび乾燥収縮による損失量 σ_{py} を差引いたものである。

$$\sigma_{py} = \frac{\frac{E_p}{E_c} \varphi_t \cdot \bar{\sigma}_{cp} + E_p S_t}{1 + \frac{E_p}{E_c} \cdot \frac{\sigma_{cpt}}{\sigma_{pt}} \left(1 + \frac{\varphi_t}{2} \right)} \quad (3-7)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_{cp} : \text{考えている鋼材位置におけるコンクリートの圧縮応力度} \\ \bar{\sigma}_{cpt} : \text{考えているP C鋼材の位置におけるプレストレスを与えた直後のプレストレス} \\ \bar{\sigma}_{pt} : \text{プレストレスを与えた直後のP C鋼材の引張応力度} \\ E_p : \text{P C鋼材の弾性係数} \\ E_c : \text{コンクリートの弾性係数} \\ \varphi_t : \text{コンクリートのクリープ係数} \\ S_t : \text{コンクリートの乾燥収縮ひずみ} \end{array} \right.$$

表-3-9から、合成はりにおいて14週で打継いだ場合は、5週で打継いだものに較べて実験値が計算値よりかなり小さくなることが明らかである。これは、前者のように打継ぎが著しく遅れると、打継ぎ部とプレキャスト部間の乾燥収縮ひずみの差が大きくなり、プレキャスト部の下縁に大きな引張応力が誘起されるためと考えられる。しかし、一体はりに対する実験値/計算値の比を考慮すると、本供試体では5週で打継いだ場合はこの応力の影響が少なかったと推定される。

なお、第7編で詳述するが、軽量コンクリートと普通コンクリートで乾燥収縮ひずみおよびクリープ係数が同じであれば、理論的には弾性係数の小さい軽量コンクリートを打継いだものは、普通コンクリートを打継いだものよりこの応力が小さくなり有利である。

つぎに、図-3-9に示す最大ひびわれ幅と平均ひびわれ幅について考えてみよう。

ひびわれ幅は、本章の1節、4で述べたように曲げスパン内の全長に渡って断面の下縁から

1.5cmの位置にはりつけたプラグの測点間の長さの変化を検長5cmのホイットモア型ひずみ計によって測定することによって求めたものである。すなわち5cm間隔に設置したプラグ間に2本以上のひびわれが発生することはほとんどなかったので、ある荷重におけるコンクリートのひずみ量からひびわれ発生時のひずみ量を差し引き、その値を変形量に換算したものをひびわれ幅と定義した。このように定義したひびわれ幅のうち最大のものを最大ひびわれ幅、曲げスパン内の全てのひびわれ幅の平均値を平均ひびわれ幅とした。

合成はりとはりで鋼材の位置が異なるので、下縁より同じ位置でのひびわれ幅を直接比較することには少々問題が残る。しかし、いま図-3-9の結果を直接比較すると平均ひびわれ幅ならびに最大ひびわれ幅は、クラウトを実施した場合には一体はりと合成はりの間での相異はほとんどみられず、荷重の増加によるひびわれの発生状況は両者間で差がないとみなしうる。なお、次章のグラウトを実施しない場合はこれとは異なった傾向を示している。

2. 破壊耐力

表-3-10は破壊モーメントの実験値と計算値を示したものである。一体はりの1本だけ(T-HH-1-2.0)は斜ひびわれのためにせん断破壊を起したが、他のすべてのはりは曲げ破壊を呈した。

表-3-10に示す破壊モーメントの計算値は曲げ破壊に対するもので、コンクリートの最大圧縮ひずみを土木学会P-C設計施工指針にもとづいて0.0025とし、圧縮応力分布を矩形と仮定した次式で求めたものである。

$$Mu' = b \cdot x \cdot \sigma_c \left(d - \frac{x}{2} \right) \quad (3-8)$$

こゝに、

$$\left\{ \begin{array}{l} b : \text{断面の幅 (T型断面で、中立軸がフランジ内にある場合はその幅)} \\ d : \text{圧縮縁からPC鋼材位置までの距離} \\ \sigma_c : \text{コンクリート (合成はりでは軽量コンクリート) の圧縮強度} \\ x : \text{中立軸の位置 (こゝでは、コンクリートの最大圧縮ひずみを0.0025としてコン} \end{array} \right.$$

クリートの圧縮合力=PC鋼材の引張力となるものをトライアル法で求めた)

表-3-10に示すように実験値/計算値の比は一体はりと合成はりでほとんど差はなく、両者ともに実験値と計算値がよく合致している。したがって、軽量コンクリートを打継いだPC合成はりでも、グラウトを実施した場合は、一体PCはりと同じの方法で曲げ耐力が求められる。また、試験の結果から、打継部とプレキャスト部間でのクリープ、乾燥収縮ひずみ差による拘束応力は曲げ破壊耐力には影響を及ぼさないことが明らかである。

表 3-10 破壊耐力

供試体の種類			実 験 値		計 算 値	M_u / M_u'
			P_u (t)	M_u (t・cm)	M_u' (t・cm)	
取 形 断 面 体	合 成	R-HL-I-5-2.0	8.5 8.0	165.0	183.0	0.91
		R-HL-II-5-2.0	8.5 8.4	169.0	165.0	1.02
		R-HL-III-5-2.5	6.4 6.0	155.0	177.8	0.88
		R-HL-III-14-2.0	6.5 6.75	132.5	151.3	0.88
		R-HL-III-14-2.5	6.45 7.2	170.6	177.6	0.96
	体	R-HH-II-2.0	8.65 7.95	166.0	195.0	0.87
		R-HH-III-2.5	6.65 7.00	170.7	191.0	0.90
T 型 断 面 体	合 成	T-HL-I-5-2.0	12.35 12.5	298.2	356.0	0.84
		T-HL-II-5-2.0	11.0 11.9	274.8	338.0	0.82
		T-HL-III-5-2.0	13.45 14.0	329.4	341.0	0.97
		T-HL-III-5-3.0	8.85 9.0	321.3	352.0	0.91
		T-HL-III-14-2.0	12.05 11.6	283.8	309.8	0.92
		T-HL-III-14-3.0	9.6 9.0	334.8	347.8	0.96
	体	T-HH-II-2.0	13.9 14.6	342.0	366.0	0.93
		T-HH-III-3.0	9.0 8.6	316.8	325.9	0.97

・ 2本の平均値で表わす

3. 断面のひずみ(応力)

曲げスパンの中央位置における断面上縁の圧縮ひずみの実験値と計算値の一例を図-3-10に示す。計算値は次の方法によるものである。

まず、軽量コンクリートおよび普通コンクリートともに、圧縮応力と引張応力に対する応力～ひずみ曲線を完全弾塑性と仮定し(弾性域での勾配はコンクリートの圧縮強度の1/3点における割線弾性係数とする)、任意の上縁圧縮ひずみ ϵ_r に対して力のつりあいを満足する中

立軸の位置 x を求める。 x が求まると内力のモーメントを外力によるもの M と等しくおくことによって、このときの ϵ_c に対する M が計算できる。このようにして、 $M(P) \sim \epsilon_c$ の関係を求めたものである。この詳細は第4編の2章に示す。

同図から、曲げひびわれが発生するまではひずみは直線的に増加し、上の方法で求めた計算値は合成はりならびに一体はりともに実験値と良く一致している。計算値では曲げひびわれの発生点でひずみが不連続に変化し実状にそぐわない点があるが、この付近を除いた以後のひずみは実験値と比較的良好に合致していると考えられる。したがって、軽量コンクリートを打継いだ合成はりでも両コンクリートの応力～ひずみ曲線を考慮することによって、一体はりと同様に上記の計算法で断面のひずみすなわち応力を求めることができるであろう。

なお、曲げひびわれの発生後除荷したときのひずみの回復性は良好で、図では直線がほとんど重なってしまうために、この場合に対するときのひずみは記していない。このことから、合成はりでも一体はりと同様にプレストレスの効果を十分に発揮しうることが明瞭である。

4. 変形特性

図-3-11-(1)に曲げスパン内で測定した曲げ剛性を、初期剛性（全断面を有効とした換算断面に対する曲げ剛性の計算値）に対する比として表わしたものを示す。曲げ剛性は曲げスパンの中央におけるペーパージのひずみ測定値を用いて前章の式（3-4）から求めたものである。図-3-11-(1)から曲げひびわれの発生以後の初期剛性の低下は普通一体はりより合成はりの方がゆるやかである。

前章および既報告においても、⁹⁾ 軽量一体はりは普通一体はりに較べて初期剛性の低下の小さいことが認められている。こゝでは軽量一体はりの試験を実施しなかったため明確ではないがこのことを考えると、打継部（圧縮部）に軽量コンクリートを用いた合成はりでは軽量一体はりに近い剛性低下を示すのではないかと考えられる。

図-3-11-(2)は、曲げ剛性の計算値を実験値と比較して示したものである。計算値は3. ひずみの項で述べた方法で ϵ_c 、 M 、 x を求め、 $K = M / \left(\frac{\epsilon_c}{x} \right)$ として求めたものである。計算値は曲げひびわれの発生点で図の点線のようになるが、これはひびわれ発生による急激な剛性変化の様子を示すものである。図示のようにその近傍では実験値と差があるが、両者は次第に近づいていくことが認められる。

つぎに、スパン中央のたわみについて考えよう。図-3-12-(1)によると、合成はりのたわみは普通コンクリートの一体はりに較べて大きい、終局時における両者の比は曲げひびわれ発生前ほどには大きくないことが示されている。しかし、こゝでは軽量一体はりを作製しなかったため、合成はり、普通一体と軽量一体はり3者間の関係については明らかでない。この

3者間の関係は前章に示したとおりであるが、次章でさらに考察することにする。

なお、荷重が増大するにつれてシアコネクタ筋比の影響も認められ、その大きいほどたわみが小さいことが示されている。これは図-3-13に示すように、合成はりの一体性に関連するものであって、せん断スパンの中央位置のずれ量がシアコネクタ筋量に影響されていることが明らかである。また図-3-12-(2)は曲げひびわれ発生後除荷したときのたわみの回復性を示したものである。それによると、合成はりのたわみの回復性は一体はりと同程度に期待できること、すなわち、ひずみの項で述べたと同じように合成はりでもプレストレスによる復原性が十分に期待しうることを示すものである。

一方、曲げひびわれ発生前のたわみの計算値と実験値を表-3-11に示す。計算値は両コンクリートの弾性係数の相異を考えた換算断面の曲げ剛性Kを用いて求めたものである。

表-3-11に示すように軽量コンクリートを打継いだPC合成はりでも、曲げひびわれの発生前(設計荷重内)のたわみは換算断面を用いることによって一体PCはりと同じく求めうる事がわかる。こゝでは省略したが、曲げひびわれ発生以後のたわみは前章で述べたように曲げモーメント M ～曲げ剛性 K 曲線を仮定することによって求めることができるであろう。

表-3-11 たわみの計算値と実験値

供 試 体	P = 1 t			P = 2 t		
	実験値	計算値		δ	δ'	
	δ $\times 10^{-2}$ ($\times 10 \text{ mm}$)	δ' $\times 10^{-2}$ ($\times 10 \text{ mm}$)	δ/δ'	δ $\times 10^{-2}$ ($\times 10 \text{ mm}$)	δ' $\times 10^{-2}$ ($\times 10 \text{ mm}$)	δ/δ'
R-HH-I-2.0 (普通一体)	15	13	1.15	31	26	1.19
R-HL-I-5-2.0	21	20	1.05	42	41	1.02
R-HL-II-5-2.0	18	20	0.90	38	41	0.92

P = 3 t			P = 4 t			曲げひびわれ荷重 (実験値) (t)
δ	δ'		δ	δ'		
$\times 10^{-2}$ ($\times 10 \text{ mm}$)	$\times 10^{-2}$ ($\times 10 \text{ mm}$)	δ/δ'	$\times 10^{-2}$ ($\times 10 \text{ mm}$)	$\times 10^{-2}$ ($\times 10 \text{ mm}$)	δ/δ'	
49	39	1.25	66	51	1.29	4.25
67	61	1.09	97	81	1.19	4.25
60	61	0.98	86	81	1.06	4.35

4 章 グラウトを実施しないP C合成はり

前章と同様に普通コンクリートを用いたプレキャストP C部に、軽量コンクリートを打継いだ矩形断面およびT型断面のP C合成はりの力学的諸特性を検討したものである。

こゝでは、グラウトを実施せず、P C鋼材とコンクリートに付着がない場合の合成はりの挙動が一体はりとのように相異なるかをグラウトを実施した前章の結果と対比しながら述べることにする。

1節 試験の概要

1. 供試体の種類

供試体は図-3-14に示す矩形断面とT型断面の2種類とした。こゝでは以下のような要因を選んで、合成はりの載荷試験を実施した。

- (イ) 合成断面における軽量コンクリートの占める割合 : 表-3-12 参照
- (ロ) 打継ぎの実施時期 : プレキャスト部の材令2,4,6週の3種類
- (ハ) 打継ぎの処理方法 : シアーコネクターを配置しないもの、シアーコネクターを配置したもの、打継ぎ用接着剤を用いたもの。

合成はりと比較するために、普通コンクリートおよび軽量コンクリートからなる一体断面の矩形、T型はりも作製した。ただし、こゝでは普通コンクリート、軽量コンクリートの材令28日における目標圧縮強度はそれぞれ400、350 kg/cm^2 とした。

供試体の種類を表-3-12に、断面・寸法、P C鋼材の配置位置、配筋を図-3-14に示す。

2. 使用材料と配合

1) 使用材料

セメント : 普通コンクリート、軽量コンクリートともに、大阪セメント社の普通ポルトランドセメントを使用した。

骨 材 : 普通コンクリートには川砂利、川砂を、軽量コンクリートには細粗骨材ともに大阪セメント社の人工軽量骨材(ライオナイト)を用いた。

鋼 材 : P C鋼棒は高周波熱錬社製の、 $\phi 14$ 鋼棒(第4種)を用いた。また、シアーコネクター(スターラップと兼用)は、 $\phi 6$ (SR24)の普通丸鋼とした。

接 着 剤 : 新旧コンクリートの打継ぎに用いた接着剤は、横浜ゴム社製のタール系のものである。

表-3-12 供試体の種類

		供試体の断面	供試体の記号	*1) コンクリートの配合		*2) 打継ぎ材令	*3) 試験材令	打継ぎ面の状態
				プレキャスト部	打継部	(週)	(週)	
形 断 面	合 成 は り		R-Ⅰ-A-a	Ⅰ	Ⅰ	2	6	シアークネクター 筋なし
			R-Ⅰ-A-b	〃	〃	4	8	
			R-Ⅰ-A-c	〃	〃	6	10	
			R-Ⅰ-B-a	〃	〃	2	6	シアークネクター 筋あり (20cmピッチ)
			R-Ⅰ-B-b	〃	〃	4	8	
			R-Ⅰ-B-c	〃	〃	6	10	
			R-Ⅰ-C-a	〃	〃	2	6	打継用樹脂を塗布
			R-Ⅰ-C-b	〃	〃	4	8	
			R-Ⅰ-C-c	〃	〃	6	10	
	合 成 は り		Q-Ⅰ-A-a	Ⅰ	Ⅰ	2	6	シアークネクター 筋あり (10cmピッチ)
			Q-Ⅰ-A-c	〃	〃	6	10	
			Q-Ⅰ-B-a	〃	〃	2	6	シアークネクター 筋あり (20cmピッチ)
			Q-Ⅰ-B-c	〃	〃	6	10	
	体 は り		R-Ⅰ-a	Ⅰ	-	-	6	
			R-Ⅰ-b	〃	-	-	8	
			R-Ⅰ-c	〃	-	-	10	
			R-Ⅱ-a	Ⅰ	-	-	6	
			R-Ⅱ-b	〃	-	-	8	
			R-Ⅱ-c	〃	-	-	10	
T 型 断 面	合 成 は り		T-Ⅱ-B-b	Ⅰ	Ⅰ	4	8	シアークネクター 筋あり (10cmピッチ)
			T-Ⅱ-B-c	〃	〃	6	10	
			T-Ⅱ-C-b	〃	〃	4	8	(シアークネクター 20cmピッチ) + (樹脂)
			T-Ⅱ-C-c	〃	〃	6	10	
	体 は り		T-Ⅰ-b	Ⅰ	-	-	8	
			T-Ⅰ-c	〃	-	-	10	
			T-Ⅱ-b	Ⅰ	-	-	8	
			T-Ⅱ-c	〃	-	-	10	

* 1) 配合Ⅰ：普通コンクリート，配合Ⅱ：軽量コンクリート

* 2)、 3) プレキャスト部の打設時を基準にする。

2) コンクリートの示方配合

普通コンクリート，軽量コンクリートともに材令 28 日における目標圧縮強度はそれぞれ 400 ㎏，350 ㎏，スランブは 6 ± 1 cmとした。

使用材料とコンクリートの示方配合をそれぞれ表- 3-13-(1)，(2)に示す。

表- 3-13 使用材料と示方配合

(1) 使用材料

(i) セメントの物理的性質

比 重	粉 末 度 (プレーン) cm ² /g	安 定 性	凝 結			フ ロ ー 値 (mm)	
			水 量 (%)	始 発 (時分)	終 結 (時分)		
3.15	3,180	良	26	2-13	3-10	227	
曲 げ 強 さ (kg)				圧 縮 強 さ (kg)			
1 日	3 日	7 日	28 日	1 日	3 日	7 日	28 日
—	36.4	54.5	74.6	—	148	253	373

(ii) 骨材の物理的性質

骨 材 の 種 類		最 大 寸 法 (mm)	比 重	粗 粒 率	吸 水 率 (%)
普 通	細 骨 材	5	2.60	2.97	0.98
	粗 骨 材	20	2.63	7.02	0.98
軽 量	細 骨 材	5	1.76	2.87	4.68
	粗 骨 材	15	1.40	6.86	2.00

(iii) PC鋼棒の機械的性質

種 別	降伏点 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	伸 び (%)	ヤング率 (N/mm ²)
φ 14 (第 4 種)	137	144	8	2×10^4

(2) コンクリートの示方配合

コンクリートの種別	スランブ (cm)	単位セメント量 C ($\frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$)	単位水量 W ($\frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$)	W/C (%)	s/a (%)	単位細骨材 S ($\frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$)	単位粗骨材 G ($\frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$)	混和剤
普通コンクリート (I)	6 ± 1	450	145	32	35	622	1,156	ボゾリス No. 5 L
軽量コンクリート (II)	6 ± 1	350	157	45	40	580	594	ボゾリス No. 8

3. 供試体の作製

プレキャスト部（普通コンクリート）は打設後1日で脱型し、その材令2週にオイルジャッキで所定のプレストレス（プレストレスはいづれの供試体も下縁で60 髪）を導入した。軽量コンクリートの打継ぎは、矩形はりではプレキャスト部の打設後2週間、4週間、6週間後にT型はりでは4週間、6週間後に実施した。なお、打継面の処理方法は本編の3章に述べたものと同じである。合成はりの載荷試験はいづれの場合も打継ぎ完了後4週間で実施した。

他方、一体はりでは打設後2週間で下縁のプレストレスが合成はりの場合と同じになるようにプレストレスを導入した。コンクリートの打設後、矩形はりでは6週間、8週間、10週間で、T型はりでは8週間、10週間で載荷試験を実施した。

合成はり、一体はりともに3章の場合と同様に実験室内に放置することとし、特別な養生は実施しなかった。

一方、はり供試体と併行して、プレストレス導入時の弾性係数およびはりの載荷時材令の圧縮強度、引張（割裂）強度、弾性係数（圧縮強度の1/3点における割線係数）を測定するための10φ20cm円柱供試体と曲げ強度測定用の10×10×40cmの角柱供試体を作製した。

以上のほかに合成はりの両部のコンクリートの乾燥収縮ひずみ差とプレキャスト部のプレストレスによるクリープひずみに原因する拘束応力を計算するために、両コンクリートの乾燥収縮ひずみとクリープ係数測定用の供試体を同時に作製した。なお、これらのひずみ測定の基点は乾燥収縮ひずみは脱型直後とし、クリープひずみは材令2週でP C鋼棒を用いて緊張力を加え、この時を基点とした。両ひずみは検長25cmのフーケンベルガーひずみ計を用いて測定した。

表 3-14 はりの載荷試験時のコンクリートの諸性質

供試体の種類	プレキャスト部				打 継 部			
	σ_c ($\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$)	σ_b ($\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$)	σ_t ($\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$)	E_c ($\times 10^5 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$)	σ_c ($\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$)	σ_b ($\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$)	σ_t ($\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$)	E_c ($\times 10^5 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$)
R-I-A-a	438	533	265	3.41	378	36.0	22.7	1.91
R-I-A-b	417	47.5	26.4	3.11	364	37.1	22.3	1.91
R-I-A-c	454	58.7	31.9	3.66	378	37.1	18.9	1.82
R-I-B-a	438	533	26.5	3.41	378	36.0	22.7	1.91
R-I-B-b	417	47.5	26.4	3.11	364	37.1	22.3	1.91
R-I-B-c	454	58.7	31.9	3.66	378	37.1	18.9	1.82
R-I-C-a	438	533	26.5	3.41	378	36.0	22.7	1.91
R-I-C-b	417	47.5	26.4	3.11	364	37.1	22.3	1.91
R-I-C-c	454	58.7	31.9	3.66	378	37.1	18.9	1.82
Q-I-A-a	438	53.3	26.5	3.41	378	36.0	22.7	1.91
Q-I-A-c	454	58.7	31.9	3.66	378	37.1	18.9	1.82
Q-I-B-a	438	53.3	26.5	3.41	378	36.0	22.7	1.91
Q-I-B-c	454	58.7	31.9	3.66	378	37.1	18.9	1.82
R-I-a	378	49.7	29.6	3.06	—	—	—	—
R-I-b	378	49.7	29.6	3.06	—	—	—	—
R-I-c	395	44.3	26.4	3.14	—	—	—	—
R-II-a	373	45.0	28.4	1.60	—	—	—	—
R-II-b	373	45.0	28.4	1.60	—	—	—	—
R-II-c	382	43.2	19.8	1.90	—	—	—	—
T-I-B-b	417	47.5	26.4	3.11	364	37.1	22.3	1.91
T-I-B-c	378	49.7	29.6	3.10	354	31.7	22.9	1.91
T-I-C-b	417	47.5	26.4	3.11	364	37.1	22.3	1.91
T-I-C-c	378	49.7	29.6	3.10	354	31.7	22.9	1.91
T-I-b	398	51.5	28.4	3.04	—	—	—	—
T-I-c	395	44.3	26.4	3.14	—	—	—	—
T-II-b	373	45.0	28.4	1.60	—	—	—	—
T-II-c	382	43.2	19.8	1.90	—	—	—	—

ただし、 $\sigma_c, \sigma_b, \sigma_t, E_c$ はそれぞれ圧縮、曲げ、引張強度、弾性係数を表わす

4. 載 荷 試 験

載荷試験は図-3-15のようにスパン120cmの単純はりに対してせん断スパン50cm，曲げスパン20cmの2点載荷によって実施した。したがって，せん断スパン長のはりの全高に対する比(a/h)は矩形はりでは $a/h=2.5$ ，T型はりでは $a/h=2.4$ である。

各荷重階で，図示のようにスパン中央のたわみを最小目盛1/100mmのダイヤルゲージで，曲げスパン内ではりの上下縁および打継面の上下のひずみをゲージ長67mmのペーパーゲージで測定した。さらに，ひびわれ幅を求めるために，前章と同様に曲げスパン内の全長にわたってはりの下縁から2cm位置にプラグをはりつけ，検長5cmのホイットモア型ひずみ計でひずみを測定した。

2節 試験結果と考察

はりに用いたコンクリートの諸性質を表-3-14に示す。

以下に各々について考えてみよう。

1. 曲げひびわれ

こゝで試験したはりの曲げひびわれ耐力に関しては，第7編の4章で拘束応力と併せて詳述し考察を加えることにする。

こゝでは曲げひびわれの発達状況について述べる。図-3-16に最大ひびわれ幅の測定値を示す。最大ひびわれ幅は，曲げスパン内で下縁より2cm位置における検長5cmのホイットモア型ひずみ計によるひずみ測定値から，前章で述べた方法と同様の定義によるものである。

同図によると，合成はりでは荷重の増加に対する最大ひびわれ幅の増大が普通コンクリートならびに軽量コンクリートの一体はりに較べてかなり大きいことが認められる。これは合成はりではひびわれの分散性が悪いこと，すなわち，荷重を増加しても1本のひびわれのみがその幅を増大し，他の部分には新しいひびわれが発生しなかったことによるものである。

前章のようにグラウトを実施した場合には，合成はりでも一体はりと同様にひびわれの分散性が良好で，最大ひびわれ幅と平均ひびわれ幅は両者のはりではほとんど相異しなかった。しかし，以上のようにグラウトを実施しない場合には，合成はり是一体はりに較べて曲げひびわれの分散性が著しく悪くなることに十分留意すべきであろう。

2. 破 壊 耐 力

合成はり，一体はりともに最終的には曲げスパン内のコンクリートの圧潰によって破壊し，斜ひびわれによるせん断破壊や打継面でずれ破壊を呈したものはなかった。

破壊耐力(モーメントで表わす)の実験値と計算値を表-3-15に示す。

表-3-15 破壊耐力

供試体の種類			実 験 値		計 算 値	Mu / Mu'	
			Pu (t)	Mu * (t・cm)	Mu' (t・cm)		
形 断 面	合 成 体	R-Ⅰ-A-a	5.76		144	247	0.58
		R-Ⅰ-A-b	5.20	5.70	136	243	0.56
		R-Ⅰ-A-c	6.45	6.00	156	247	0.63
		R-Ⅰ-B-a	6.90	6.35	166	247	0.67
		R-Ⅰ-B-b	7.60	7.02	183	243	0.75
		R-Ⅰ-B-c	8.10	8.00	201	247	0.81
		R-Ⅰ-C-a	4.90	5.95	136	247	0.55
		R-Ⅰ-C-b	5.60	6.00	145	243	0.60
		R-Ⅰ-C-c	6.00	6.00	150	247	0.61
	合 成 体	Q-Ⅰ-A-a	7.00		175	265	0.66
		Q-Ⅰ-A-c	7.30	8.00	191	265	0.72
		Q-Ⅰ-B-a	7.00	6.80	173	265	0.65
		Q-Ⅰ-B-c	6.50	7.80	179	265	0.68
	合 成 体	R-Ⅰ-a	7.75	7.65	193	209	0.92
		R-Ⅰ-b	8.50	8.00	206	209	0.98
		R-Ⅰ-c	8.40	8.40	210	213	0.99
		R-Ⅱ-a	6.80	7.45	178	209	0.85
		R-Ⅱ-b	7.49	7.00	181	209	0.87
		R-Ⅱ-c	8.25	8.30	207	211	0.98
T 型 断 面	合 成 体	T-Ⅱ-B-b	8.00	7.90	199	278	0.72
		T-Ⅱ-B-c	7.65	8.30	199	291	0.68
		T-Ⅱ-C-b	7.35	8.52	198	278	0.71
		T-Ⅱ-C-c	9.00	8.50	219	291	0.75
	合 成 体	T-Ⅰ-b	7.65	7.80	193	203	0.95
		T-Ⅰ-c	7.00	7.25	178	203	0.88
		T-Ⅱ-b	6.90	6.35	169	199	0.85
		T-Ⅱ-c	7.00	6.50	166	201	0.83

*供試体2本の平均値で表わしたもの

表-3-15の計算値は打継部とプレキャスト間でずれがないと仮定し、圧縮応力の分布を矩形、および最大圧縮ひずみを $\epsilon_u = 0.0025$ として3章の式(3-8)によって求めたものである。なお、本試験体はグラウトを実施していないので、実際にはこの計算値の^{23) 24)}85%程度を曲げ破壊耐力の計算値と考えるのが適当であろう。

表-3-15によると、一体はりでは普通コンクリート、軽量コンクリートともに実験値は計算値の85%以上となり、グラウトを実施していないことを考慮すると、完全な曲げ破壊耐力が発揮されたと考えられる。これに対して、合成はりでは実験値が計算値の60~75%の範囲にあり、打継面の処理の良いもの(シアコネクターを多く配置したもの)ほど大きいことが認められる。しかし、一体はりの実験値/計算値の比と比較すると合成はりではかなり小さく十分な曲げ耐力がえられなかったと考えられる。

これらを比較しやすいように、一体はりの実験値/計算値の比を1.0とした時の合成はりの換算比を図示したものが図-3-17である。これによると、グラウトを実施しない合成はりの曲げ耐力は一体はりの80%程度と考えるのが安全であろう。なお、グラウトを実施した場合には、一体はりと同等と考えて良いことは前章に述べたとおりである。グラウトを実施しない合成はりでは、このように曲げ破壊耐力その他の力学的特性が同様の一体はりに較べて著しく劣る原因としては、本章の最後に述べることがあげられる。

なお、この場合にも、破壊耐力に及ぼす打継ぎ実施時期すなわち拘束応力の影響は認められない。

3. ひずみ

曲げスパンの中央位置で、ペーパーゲージによって測定したコンクリートの上縁圧縮ひずみを図-3-18に示す。同図に示す計算値は前章と同様の方法で求めたもので、P C鋼材とコンクリート間に付着があると仮定したものである。

同図から、グラウトを実施した前章の場合と同様に、曲げひびわれの発生前には合成はり、一体はりともに計算値と実験値が良く一致していることがわかる。一方、曲げひびわれの発生直後ではいずれのはりも計算値と実験値に差が認められる。しかし、一体はりでは次第に両者の値が近づいていくのに対して、合成はりでは実験値が計算値より大きくなること、とくにシアコネクター筋の少ない場合にこの傾向の強いことがわかる。このことは、曲げひびわれの発生から破壊に至る荷重域においては、グラウトを実施しない合成はりのひずみは同様の一体はりに較べてかなり大きいことを示すものである。

また、同図には直接記入していないが、曲げひびわれの発生直後に荷重を0.5 tに下げたときのひずみは合成はり、一体はりともに $(40 \sim 60) \times 10^{-6}$ の範囲にあった。これは処女

載荷における0.5 t時のひずみにほぼ等しく、この段階では残留ひずみはほとんど存在しないと考えてよい。このことはグラウトを実施しない合成はりでも、前章のそれを実施した場合と同様にプレストレスによる復元性という利点が十分に発揮されることを示すものである。

一方、図-3-19はパーハーゲージによって測定したスパン中央断面のひずみ分布の一例を曲げひびわれ発生荷重附近までについて示したものである。同図から、シアコネクターの有無に関係なく、この荷重域までのひずみはほぼ直線的に分布し、中立軸は両部のコンクリートの弾性係数の相異を考慮した換算断面の図心軸にほぼ一致していることが明らかである。さらに高い荷重域では引張側パーハーゲージの破壊等で求めえなかった。

4. た わ み

図-3-20と表-3-16は、スパン中央のたわみを合成はり与普通、軽量一体はりについて比較して示したものである。

表-3-16 合成はりと一体はりのたわみの比較
(普通一体はりのたわみを1.00とする)

供試体の種類		曲げひびわれ発生前		曲げひびわれ発生後	
		P=1 t	2 t	3 t	4 t
矩形断面	普通一体	1.00	1.00	1.00	1.00
	軽量一体	1.31	1.48	1.45	1.41
	合成(R)	1.36	1.39	1.44	1.64
	合成(Q)	1.25	1.36	1.40	1.76
T形断面	普通一体	1.00	1.00	1.00	1.00
	軽量一体	1.90	2.09	1.82	1.44
	合成	1.42	1.53	1.60	1.38

まず、図-3-20-(1)と表-3-16の結果から曲げひびわれの発生前の荷重域では合成はりのたわみは軽量一体はりに較べて小さいことが明らかである。したがって、断面の一部を普通コンクリートで置きかえたPC合成はりは軽量一体PCはりのたわみを軽減する上では有効であると考えられる。しかし、曲げひびわれの発生以後はむしろ軽量コンクリート一体はりに近いたわみを示し、上の効果を期待できないようである。以上のことは2章の圧縮部を軽量コンクリートとしたRC合成断面に対する結果と同一である。

つぎに、図-3-20-(2)から、打継面の処理方法の影響を考えると、シアコネクタを

配置しないものまたは樹脂のみを用いたものでは、シアークネクターを配置したものに較べて曲げひびわれの発生荷重 $P = 3t \left(\tau = \frac{SQ}{bI} : 10 \text{ 暫} \right)$ 附近からたわみの増大が著しくなっている。したがって、打継面の補強としては、シアークネクターを配置するのが最も確実で、本実験に使用した打継ぎ用接着剤では効果が認められなかった。

さらに、曲げひびわれの発生直後に荷重を 0.5 t まで下げたときのたわみは、合成はりで $(5 \sim 6) \times 10^{-2} \text{ mm}$ 、軽量一体はりで $(5 \sim 6) \times 10^{-2} \text{ mm}$ 、普通一体はりで $(6 \sim 7) \times 10^{-2} \text{ mm}$ であって、この段階では除荷にともなうたわみの回復性はグラウトを実施しない合成はりでも一体はりと同様に良好であるとみなしうる。

一方、表-3-17 は曲げひびわれ発生前 ($P = 2t$, $M = 50t \cdot \text{cm}$ 時) のたわみの計算値と実験値を比較して示したものである。それによると、換算断面に対する曲げ剛性を用いた合成はりのたわみの計算値は、普通ならびに軽量一体はりと同様に実験値とかなり良く一致していると考えられる。

表-3-17 たわみの計算値

供試体の種類		実験値 $\delta \quad (\times 10^{-2} \text{ mm})$	計算値 $\delta' \quad (\times 10^{-2} \text{ mm})$	δ / δ'
体	R-I-c (普通)	3.3	3.3	1.00
	R-II-c (軽量)	4.7	4.2	1.12
合成	R-III-B-c	4.6	4.2	1.09
	Q-I-B-c	4.9	5.4	0.90

5. PC合成はりのグラウトに関する考察

3章と4章からえられた結果から、グラウトの有無によってPC合成はりの挙動が一体はりとかなり相異すると考えられた。すなわち、グラウトを実施したPC合成はりの曲げ特性は一体はりに何ら遜色のないのに対して、それを実施しない合成はりでは一体はりに較べて、曲げひびわれの分散性の悪化、曲げ破壊耐力の低下、曲げひびわれ発生以後におけるコンクリートのひずみ(応力)の増大等の弊害を招くことが明らかとなった。

著者はこのようにグラウトの有無によって合成はりの曲げ特性が一体はりと著しく異なる原因を次のように考えてみた。

合成はりでは、せん断スパン内の打継面にかかなり大きなずれが生じ、荷重の増大とともに一体性が次第に損なわれてくることはすでに述べたとおりである。したがって合成はりでは一体

はりに較べて、同一荷重に対するせん断スパン内のP C鋼材ひずみが増大するはずである。グラウトを実施した場合には、これが曲げスパン内の鋼材ひずみに直接影響しないと考えられる。しかし、グラウトを実施しない場合には、シースとのまさつの影響もあるが、スパン全長におけるP C鋼材のひずみは近似的に同一と考えられ、上の原因によるせん断スパン内のP C鋼材ひずみの増大が直接に曲げスパン内の鋼材ひずみに影響するのである。一体のP Cはりでもグラウトを実施しないと、曲げ破壊耐力の低下、たわみの増大等悪影響をおよぼすことが明らかにされているが、合成はりでは以上の理由によってグラウトを実施しないことの弊害が一体はりの場合よりさらに明瞭にあらわれてくると考えられる。

5 章 結 論

本編は普通コンクリートから成るプレキャスト部に軽量コンクリートを打継いだ合成はりの曲げおよび変形特性を考察したもので、R/C断面とP/C断面についてえられた結果を要約すると以下のようである。

- 1) 曲げひびわれの発生前の曲げ剛性は普通コンクリートの一体はりが最も大きく、次いで合成はり、軽量コンクリートの一体はりの順になる。一方、曲げひびわれ発生後の曲げ剛性は、軽量コンクリートが断面の圧縮部に存在する合成はりでは、軽量一体はりに近づくこと、逆に普通コンクリートが圧縮部にある場合には普通コンクリート一体はりに近づくことが認められた。
- 2) 普通コンクリートと軽量コンクリートからなる合成はりのたわみは曲げひびわれの発生前では両一体はりの中間にあり、軽量一体はりのたわみを軽減する上で有効である。しかし、圧縮部を軽量コンクリートとした合成はりでは、曲げひびわれ以後はむしろ軽量一体はりに近づき、たわみについては必ずしもこの断面型式は有利とはいえないようである。

一方、合成はりのたわみは曲げひびわれの発生前には、普通コンクリートと軽量コンクリートの弾性係数の相異を考えた換算断面の曲げ剛性を用い、発生後は破壊に至るまでモーメントの増加とともに曲げ剛性が2次放物線状に低下すると仮定することによって（式（3-5））、かなり精度よく計算しうる。

- 3) 曲げ応力は、ひびわれ発生前の荷重域では上記の換算断面を用いた常用計算式（弾性計算式）で精度よく求めうること、さらにその発生後は3章で説明したように完全弾塑性で近似した両コンクリートの応力～ひずみ関係を用いて普通一体はりおよび軽量一体はりと同様に計算しうる。ただし、グラウトのないP/C合成はりでは曲げひびわれ以後次第に実験値が計算値を上回る。
- 4) 曲げ破壊が先行する場合、グラウトを実施したP/C合成はりならびにR/C合成はりでは、一体はりと同様の方法で、ずれを無視して曲げ破壊耐力を求めることができる。

これに対して、グラウトを実施しないP/C合成はりでは、曲げ破壊耐力が実験値の計算値に対する比は、普通および軽量コンクリートの両一体はりの場合に比べて20%程度小さくなることが認められた。したがって、このことからP/C合成はりでは必ずグラウトを実施することを提案したい。

- 5) P/C合成はりにおいても、曲げひびわれ発生後の除荷にともなうたわみ、ひずみおよびひびわれ幅の回復性は、普通コンクリートまたは軽量コンクリートの一体はりと同様に良好で、プレストレスの効果が十分に発揮されることが実証された。
- 6) グラウトを実施したP/C合成はりの平均ひびわれ幅ならびに最大ひびわれ幅は一体P/Cはりとはと

んど相異しないのに対して、グラウトを実施しない場合は同様の一体はりに較べて相当に大きくなることが認められた。すなわち、P C合成はりに対するひびわれの分散性は、P C鋼材とコンクリートの付着の有無によって一体はりと相当に異なることが示された。

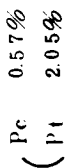
〔 第 3 編 文 献 〕

- 1) 西林 : “人工軽量骨材コンクリートに関する研究” 学位論文
- 2) J・W・Hanson : “Tensile Strength and Diagonal Tensile Resistance of Structural Lightweight Concrete” Journal of the ACI., July 1961
- 3) 西沢他 : “人工軽量骨材を用いたコンクリートの力学的性質に関する研究”, 土木学会コンクリートライブラリー第10号, 1964. 5
- 4) 例えば,
 岡田, 西林 : “人工軽量コンクリートのクリープに関する一実験”, 構造用軽量コンクリートシンポジウム論文集, 日本ACI, 1964. 11
 西林 : “人工軽量骨材コンクリートの乾燥収縮およびクリープ” 材料, 日本材料学会, Vol 15, №157, 1966. 10
- 5) 村田 : “軽量コンクリートの水密性および軽量コンクリートげたの曲げおよびせん断試験について”, 土木学会コンクリートライブラリー第10号, 1964. 5
- 6) 岡田, 小柳 : “人工軽量コンクリートを用いたスラブの曲げ耐力” 材料, 日本材料学会, Vol. 15, №157, 1966. 10
- 7) 六車他 : “人工軽量骨材コンクリートの利用に関する研究”, セメント技術年報, XIX, 1965
- 8) 小林峰夫 : “軽量プレテンションの載荷試験” 材料, 日本材料学会, Vol. 18, №185, 1969. 2
- 9) 西林, 小林, 吉岡 : “人工軽量骨材コンクリートを用いたはりの曲げおよびせん断特性に関する基礎的研究” 土木学会論文集, 第155号, 1968. 7 (英文)
- 10) 藤井 : “軽量コンクリートの支圧強度”, 材料, 日本材料学会, Vol. 18, №185, 1969. 2
- 11) 奥島, 小阪 : “人工軽量骨材コンクリートの力学的性質” 材料, 日本材料学会, Vol. 15, №157, 1966. 10
- 12) 西沢, 池田 : “人工軽量骨材を用いたコンクリートの支圧強度に関する実験結果について”, 構造用軽量コンクリートシンポジウム論文集, 日本ACI, 1964. 11
- 13) 大浜, 小林, 中村 : “軽量コンクリート合成はりの力学的性質に関する研究”, セメント技術年報, XXIV, 1970

- 14) 例えば，文献 11) など
- 15) 坂： “鉄筋コンクリートの研究”，産業図書
- 16) ACI Building Code： Chapter 17. Shear and Diagonal Tension—Ultimate Strength Design
- 17) 坂，岡田，六車： “プレストレストコンクリート” 朝倉書店
- 18) 小西，成岡，丹羽，横尾： “構造力学 1 巻” 丸善
- 19) 岡田，小林，吉岡： “軽量コンクリートを打継いだ P C 合成はりの設計に関する研究”，材料，日本材料学会，Vol. 18, № 185, 1969. 2
- 20) 土木学会： プレストレストコンクリート設計施工指針
- 21) 岡田，神山： “プレストレストコンクリートの設計”，国民科学社
- 22) 岡田，西林，小林： “人工軽量骨材コンクリート合成はりの設計に関する研究” 土木学会第 22 回年次学術講演会講演集，1967
- 23) 六車： “プレストレストコンクリート” コロナ社
- 24) L.L.Jones： “Ultimate load Analysis of Reinforced and Prestressed Concrete Structures” Chatto & Windus Ltd.

0-15

15-0



0-15

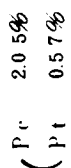


図 3-2 圧縮応力～ひずみ関係の例

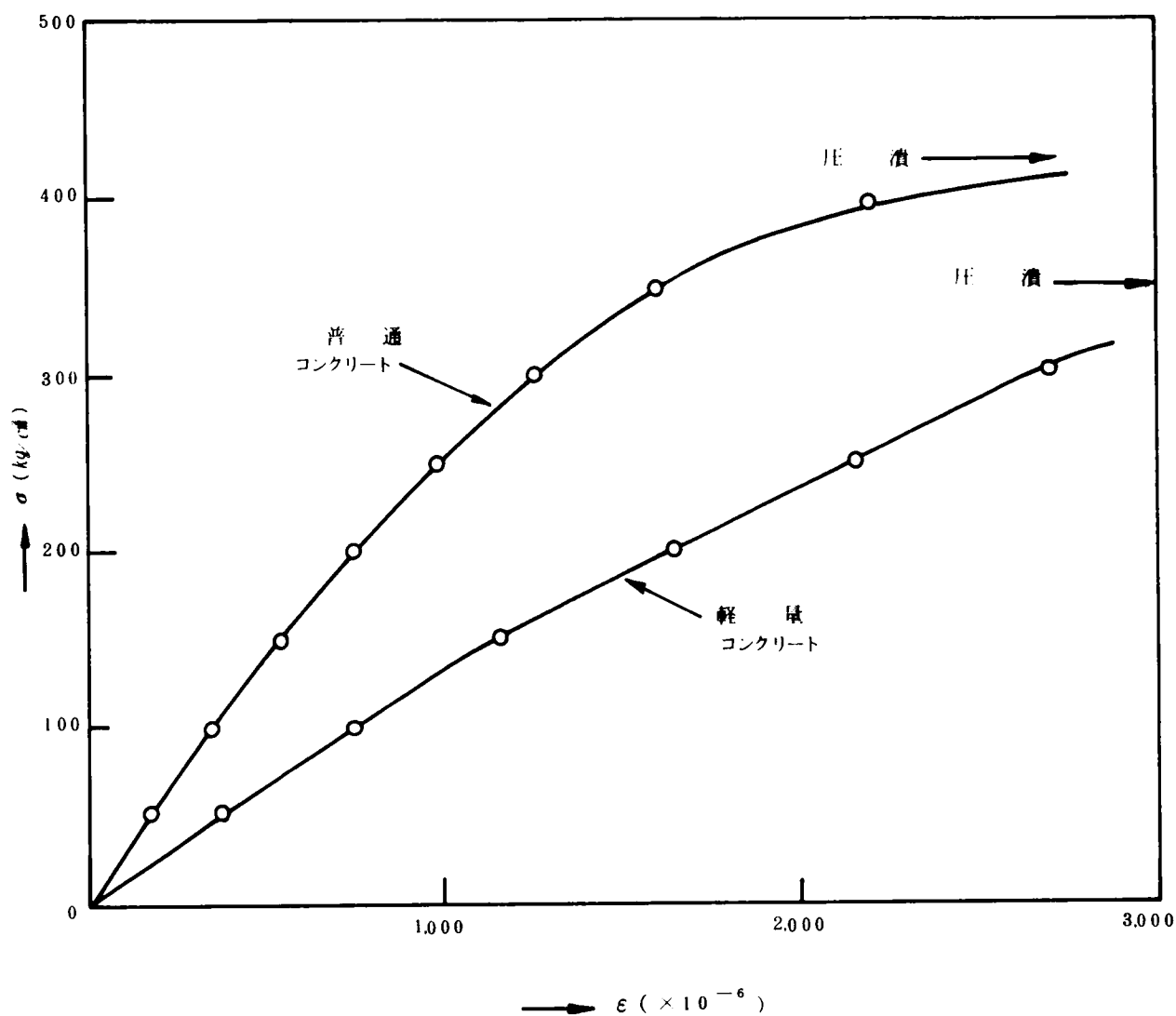


図-3-3 断面のひずみ分布

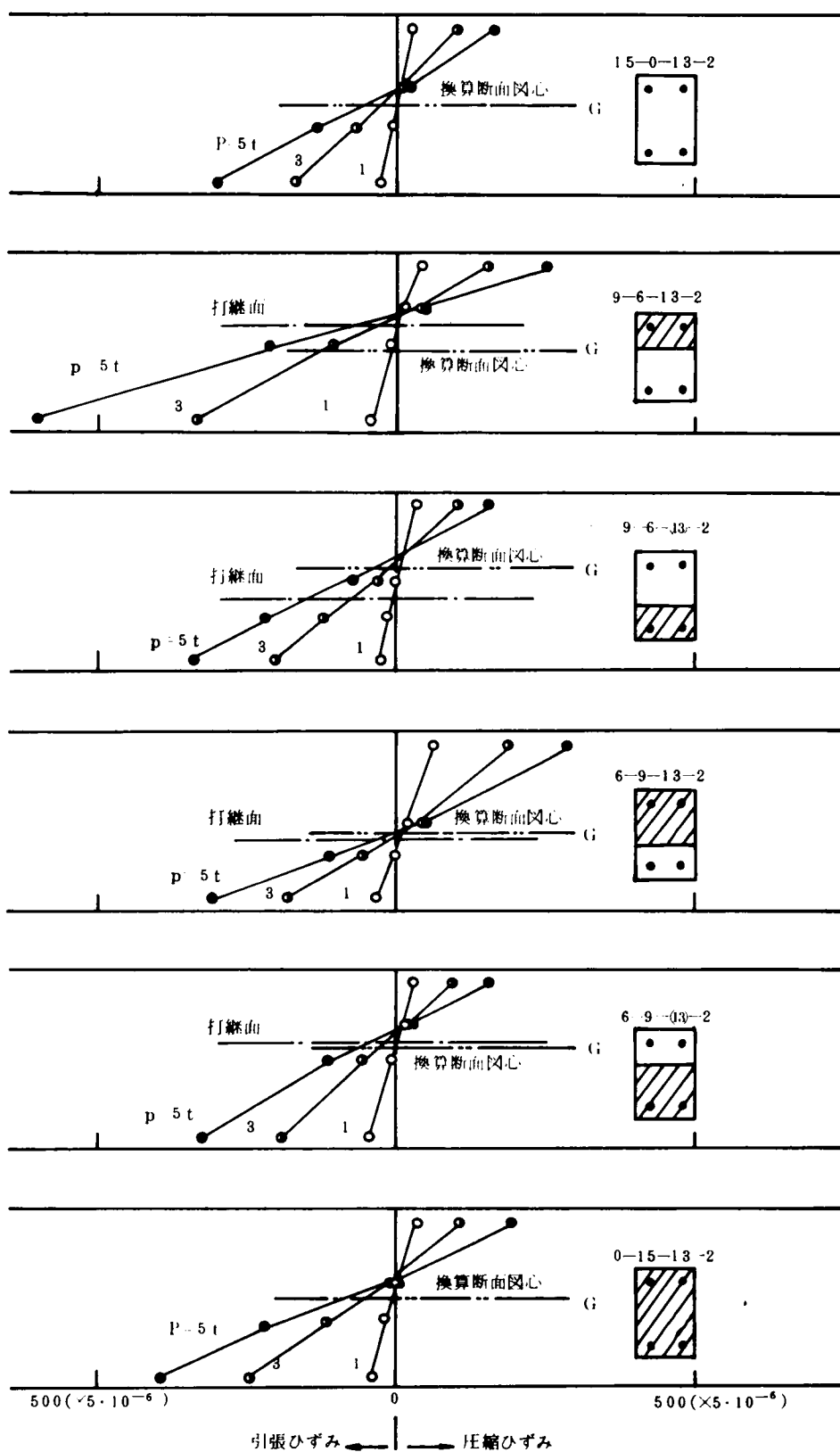


図 3-4 曲げモーメント～曲げ剛性

(1) I.I 載荷

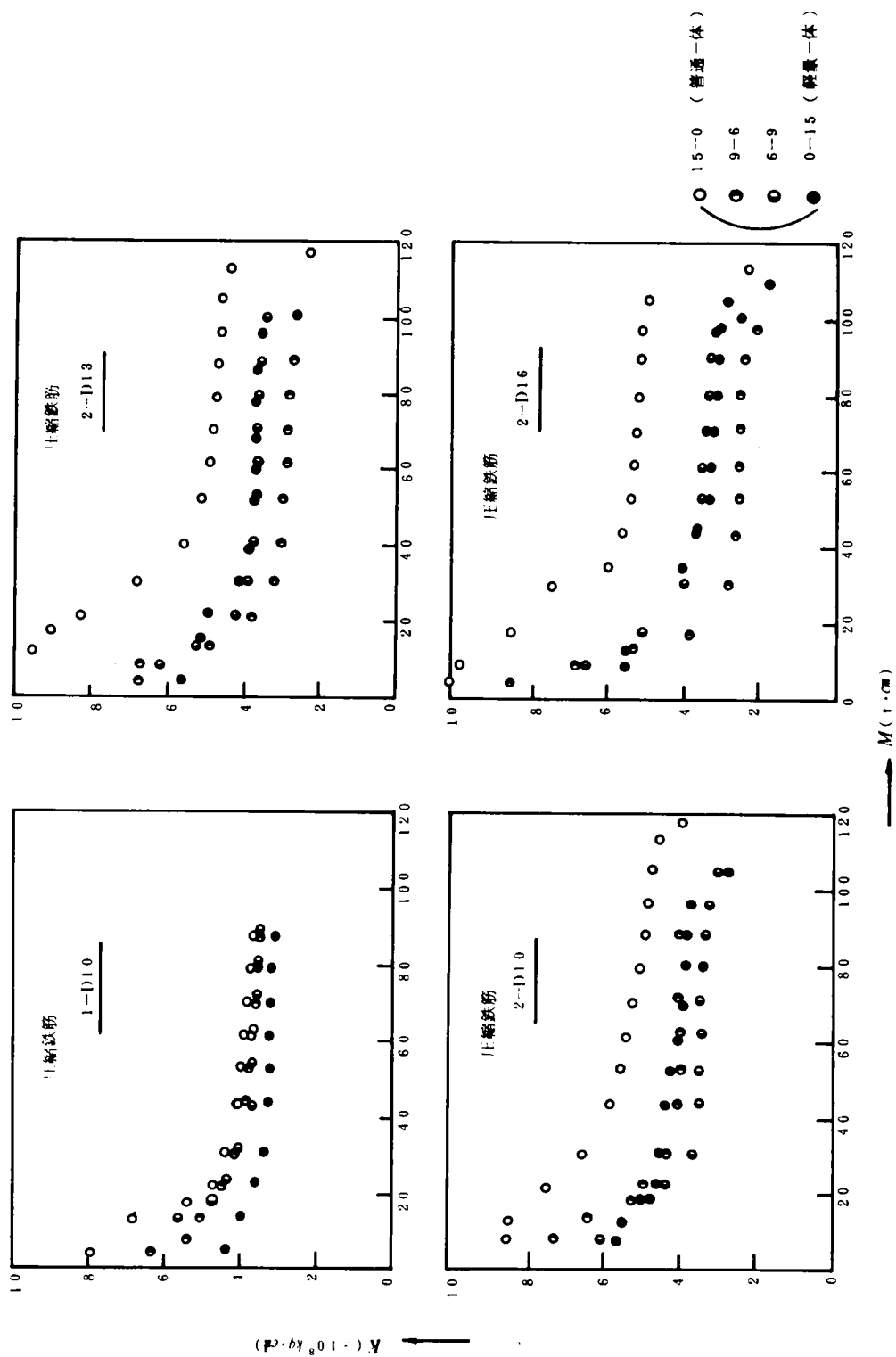


図-3-4 曲げモーメント～曲げ剛性

(2) L. II 縦荷

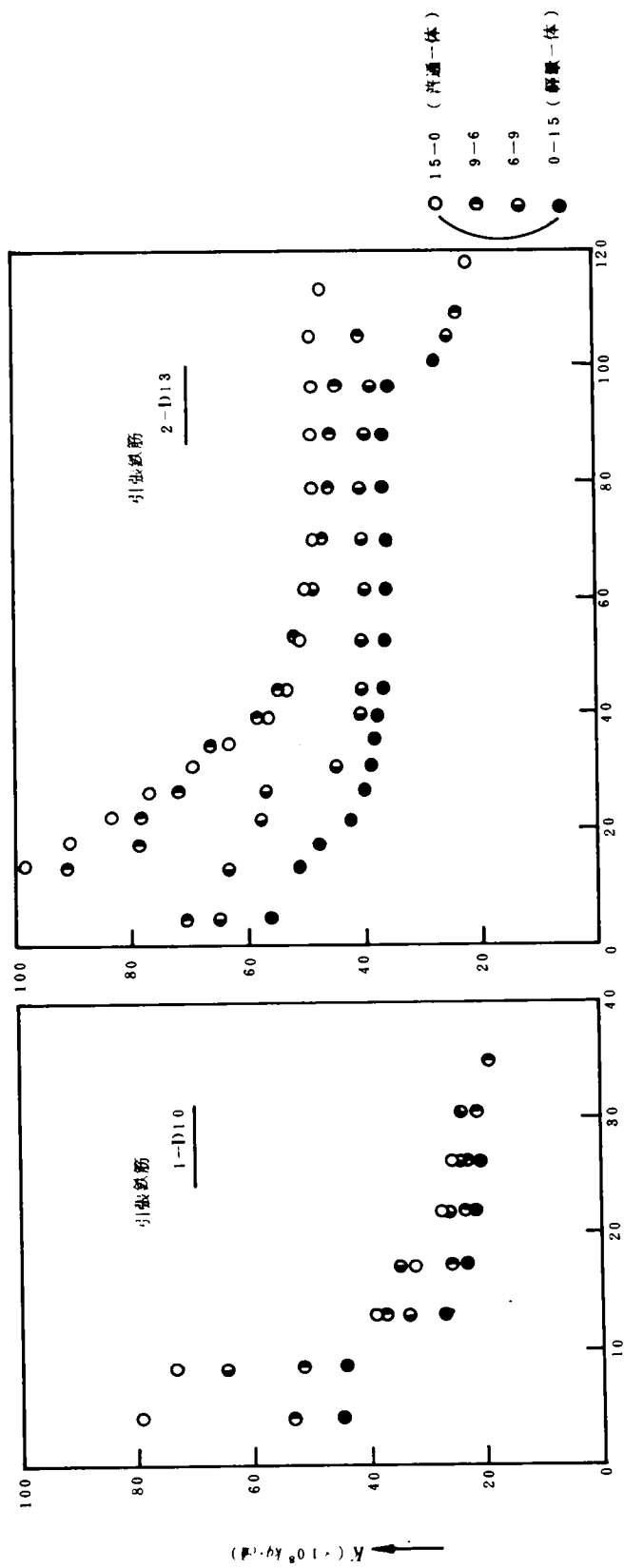
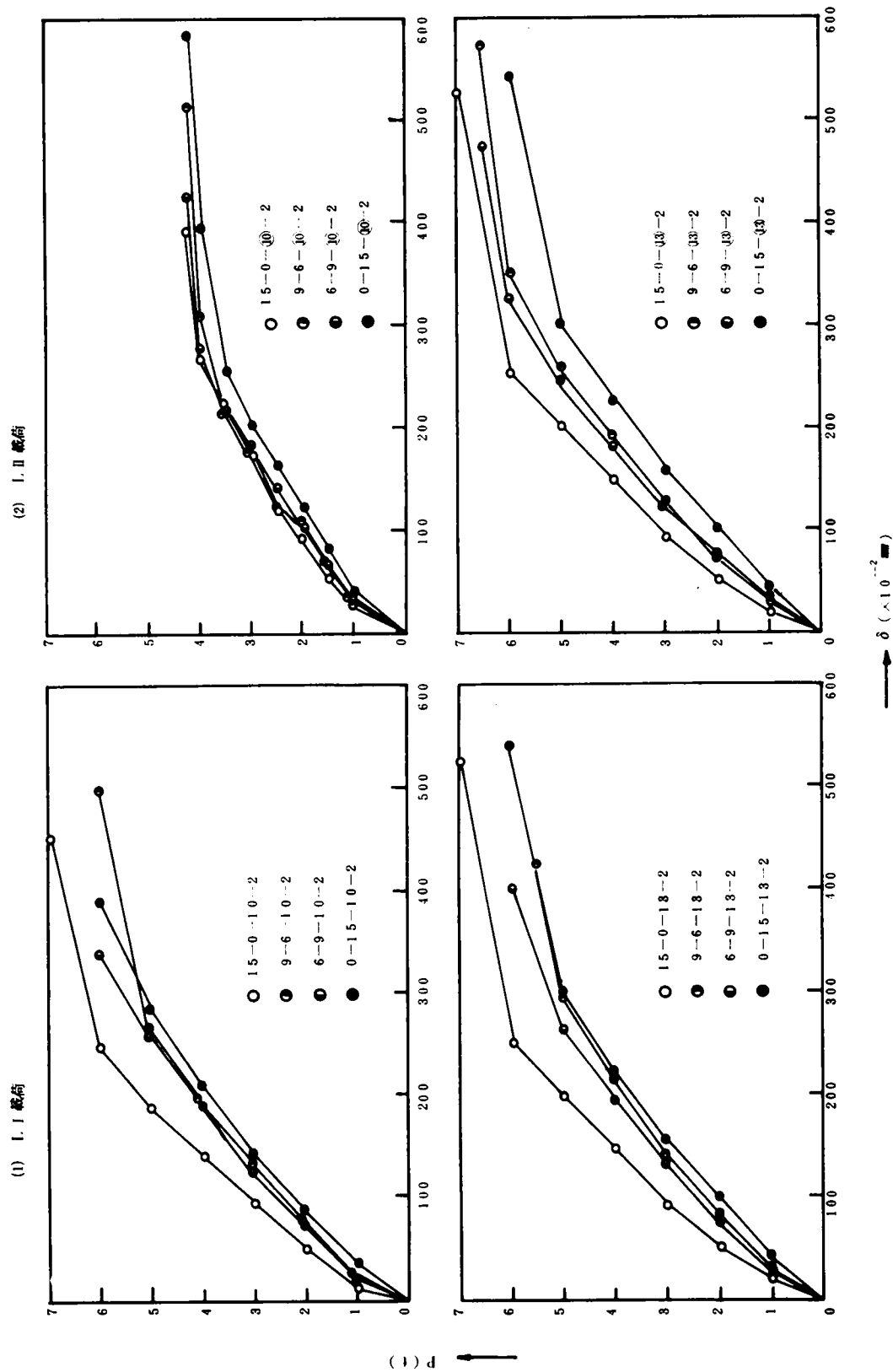


図 3 5 荷重～たわみ



() d

図-3-6 たわみの計算値と実験値の比較

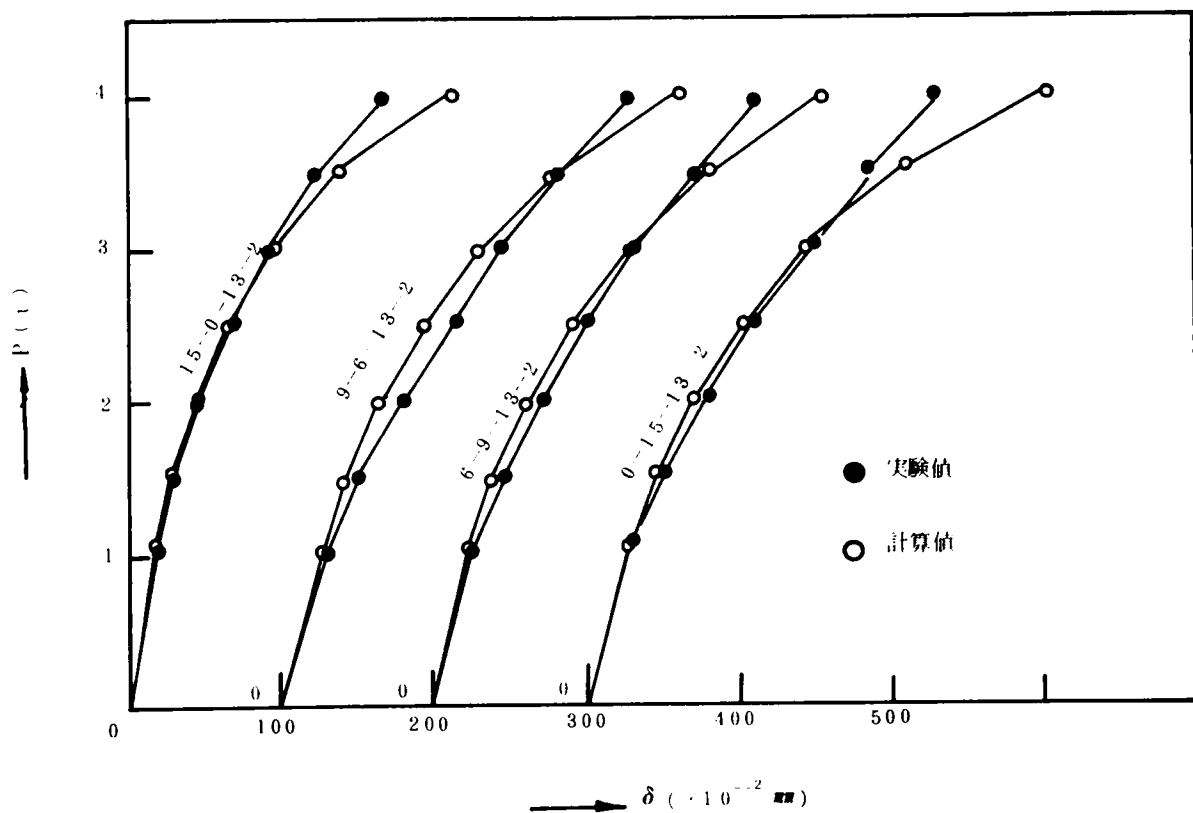
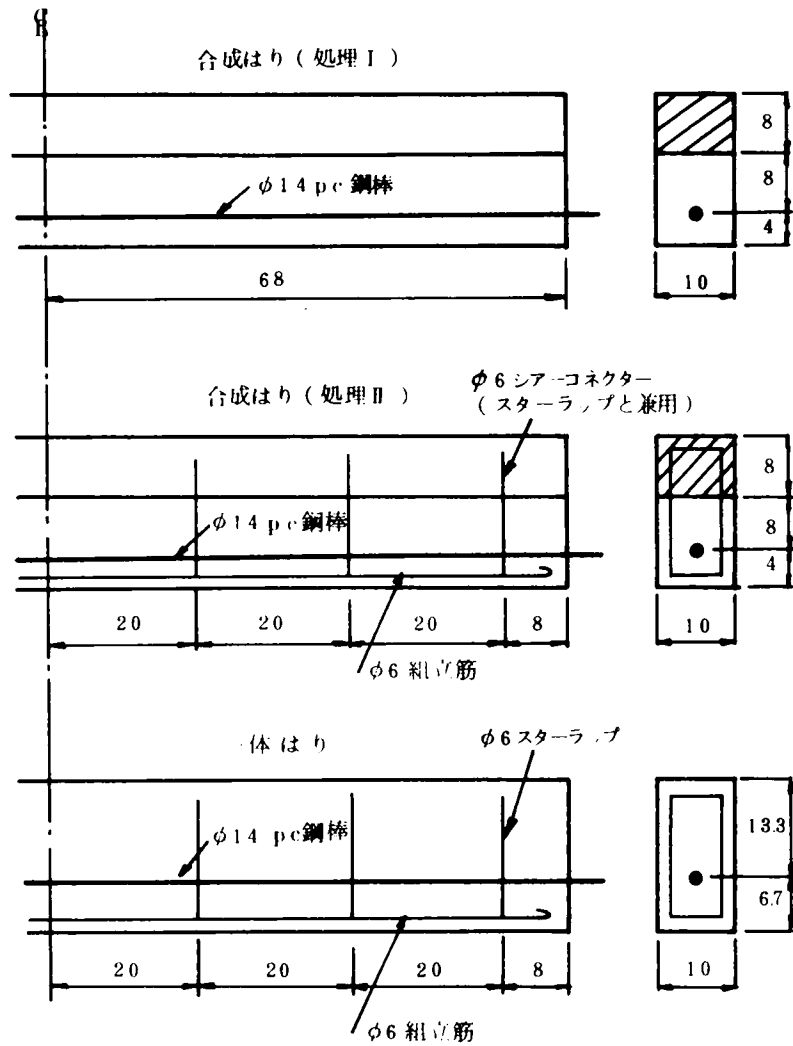


図-3-7 供試体の断面と配筋

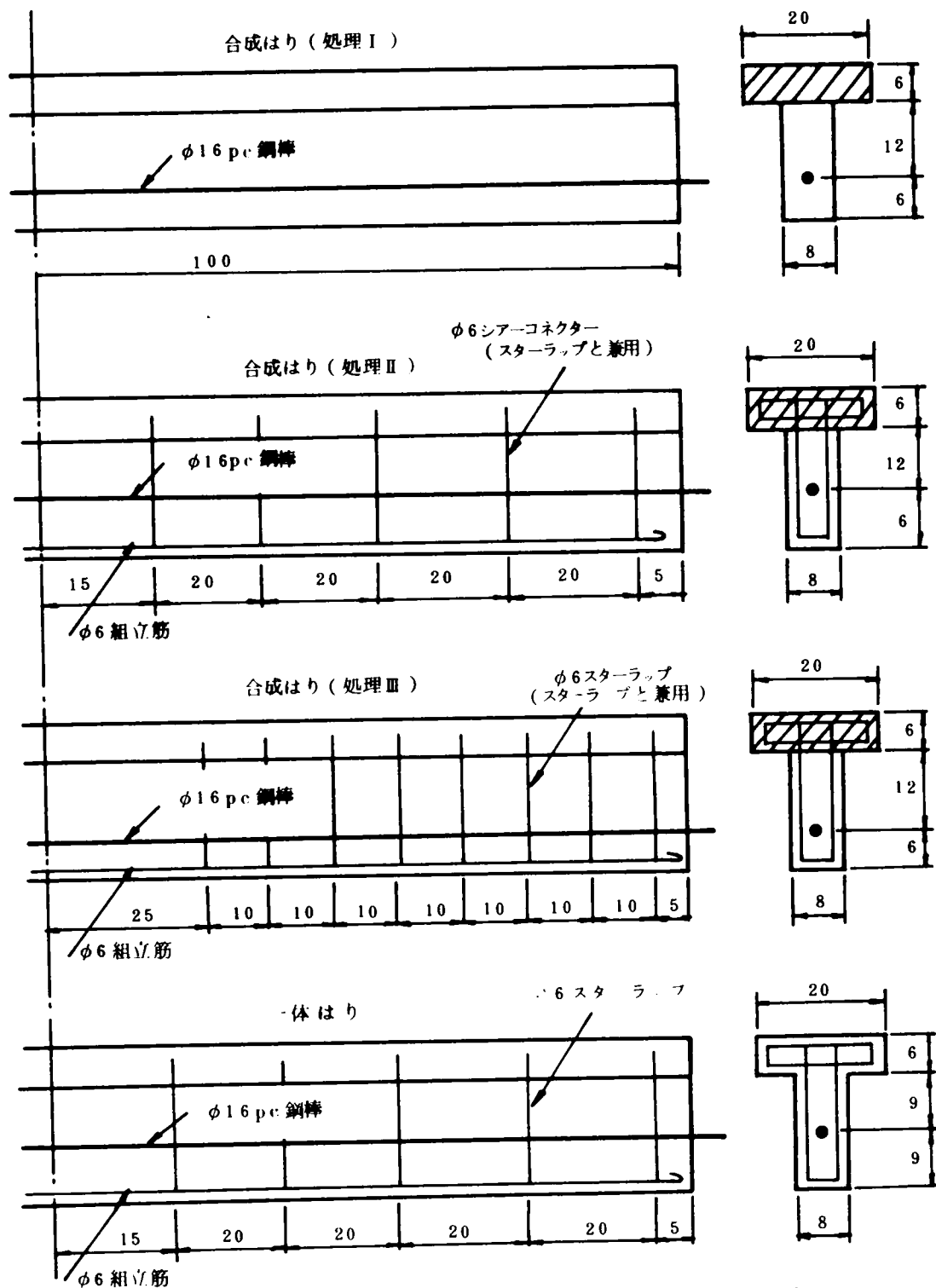
(1) 矩形断面(斜線部:打継部)



単位: cm

図-3-7 供試体の断面と配筋

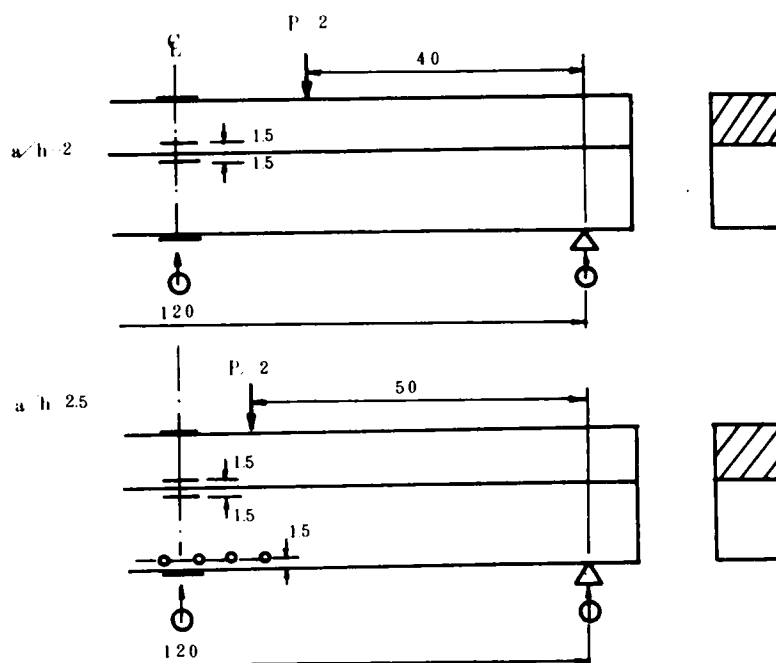
(2) T型断面(斜線部:打継部)



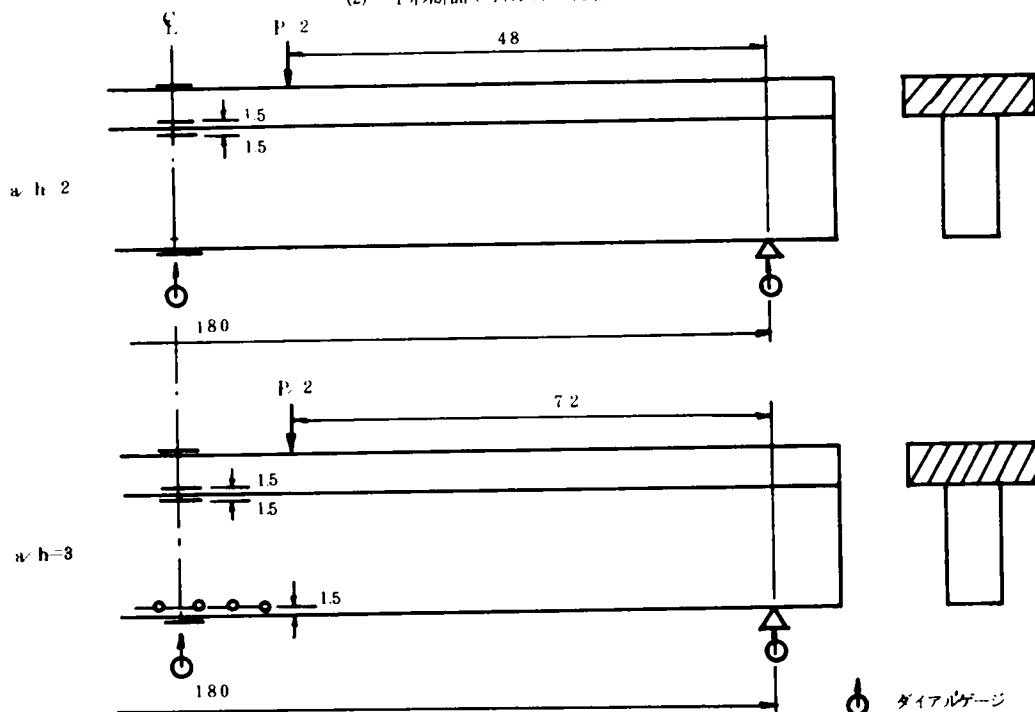
単位: cm

図-3-8 載荷試験の方法

(1) 矩形断面(斜線部:打継部)



(2) T形断面(斜線部:打継部)

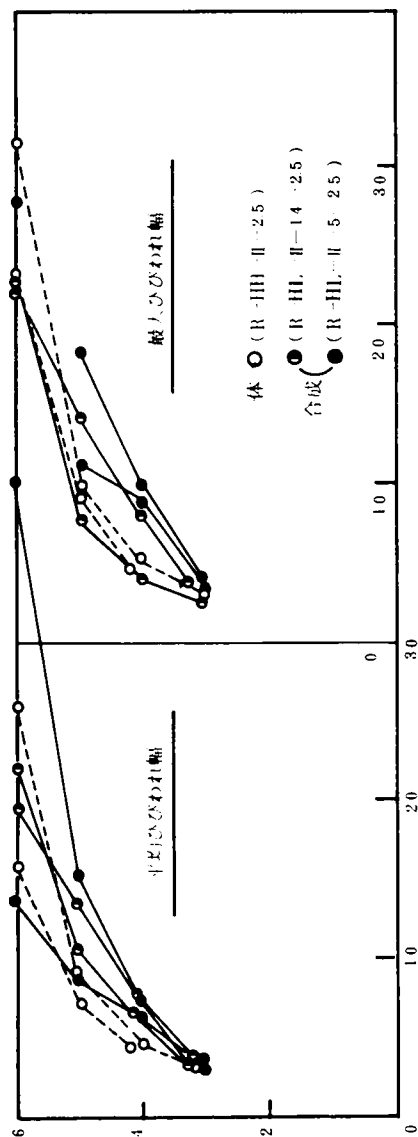


(単位: cm)

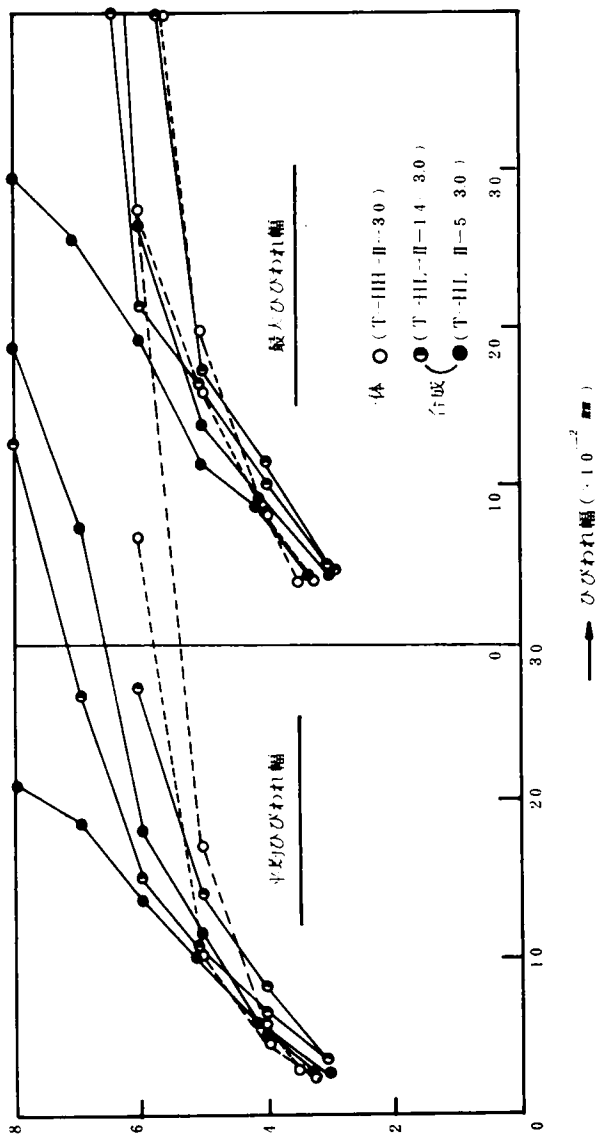
- ダイアルゲージ
- ペンポータージ
- プラグ

図 3-9 ひわれ幅

(1) 矩形断面

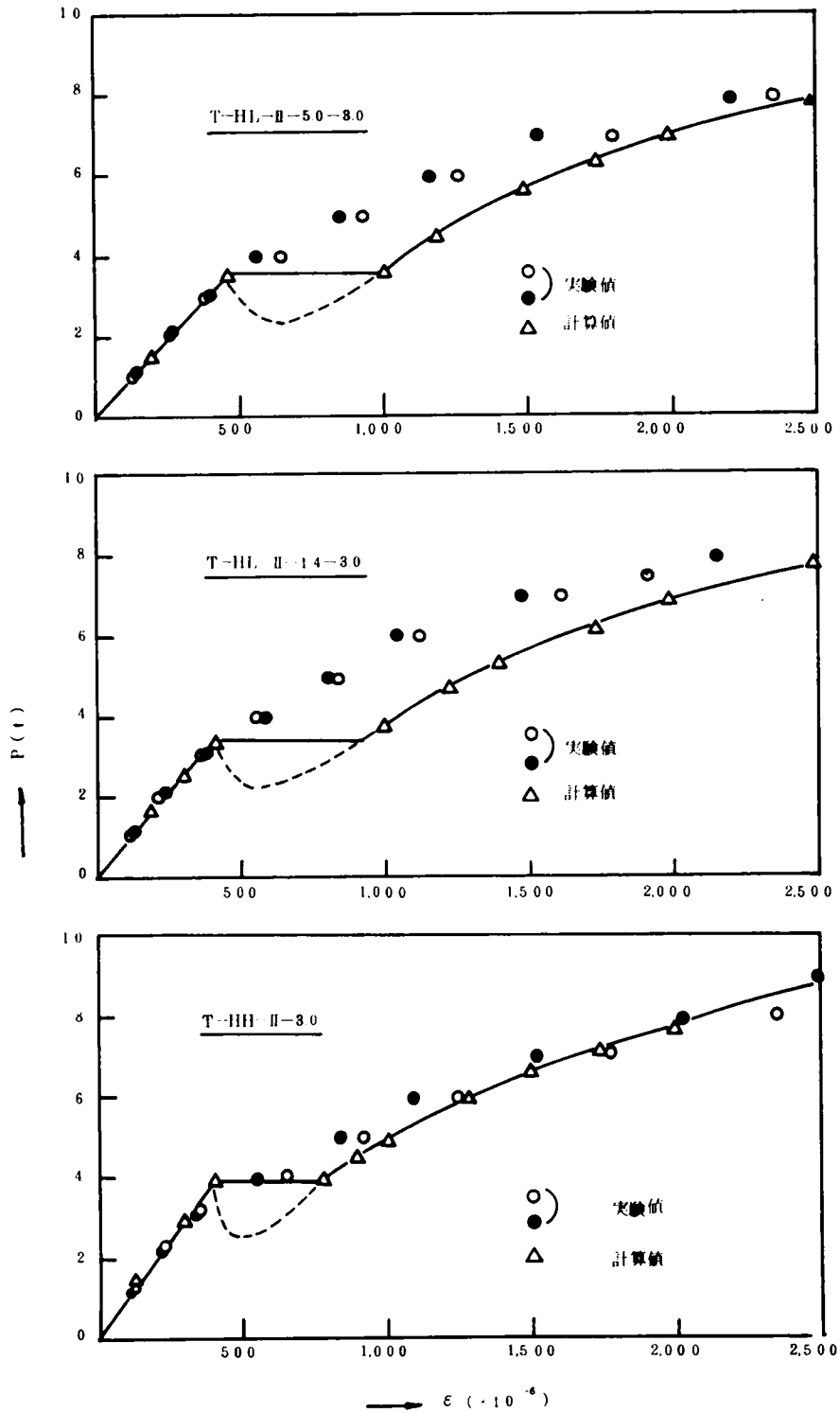


(2) T型断面



(1) ↑

図-3-10 荷重～コンクリートの主軸圧縮ひずみ



(1) 実験値

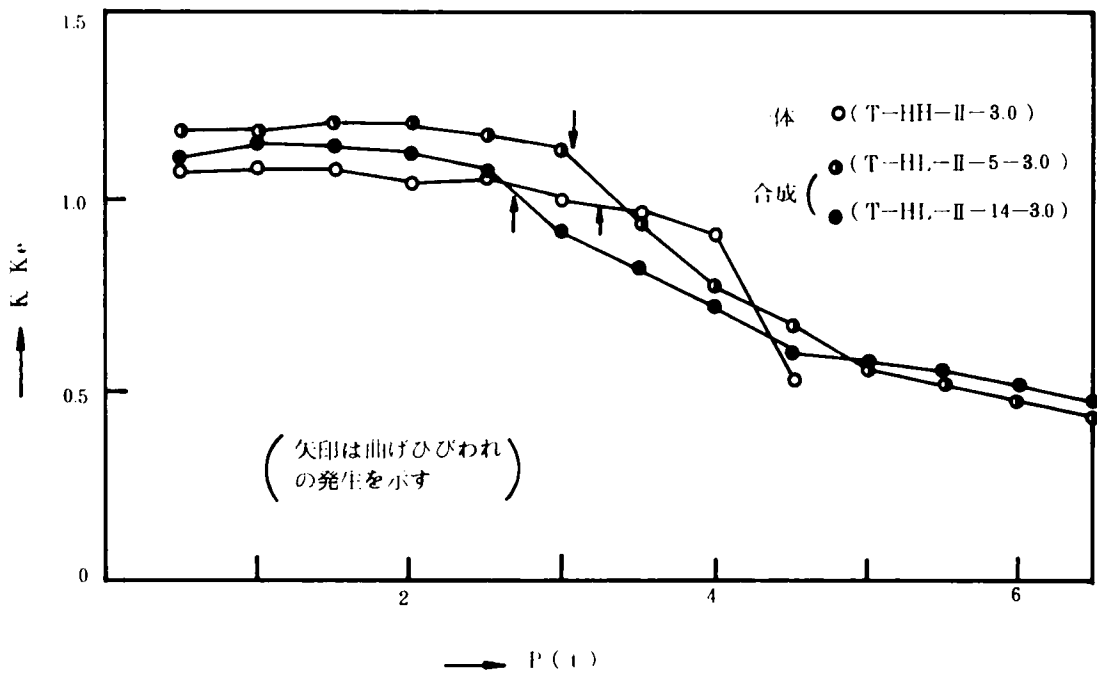
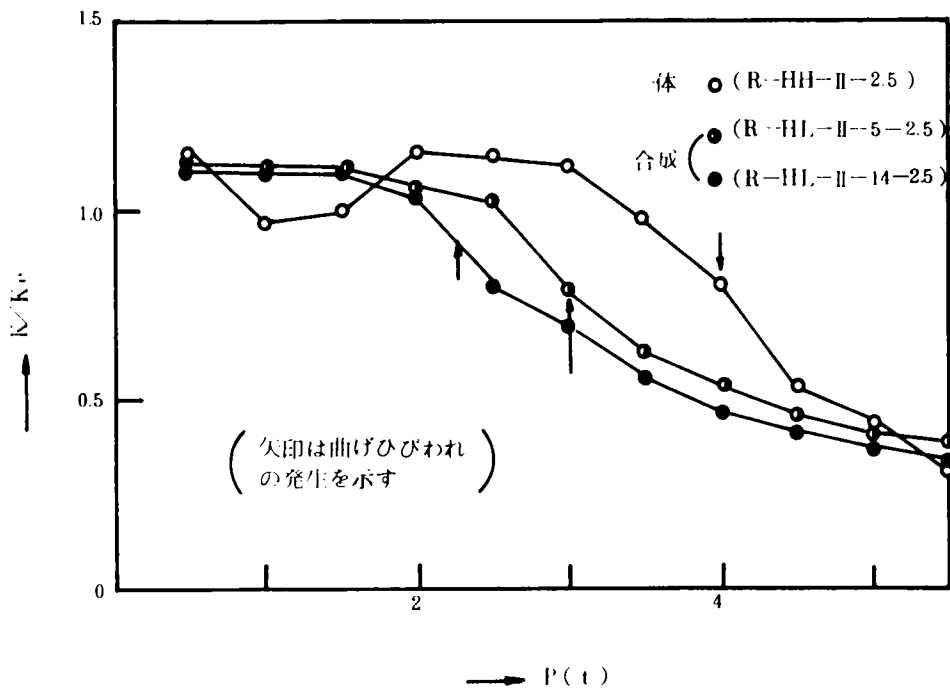


図-3-11 曲げ剛性

(2) 計算値

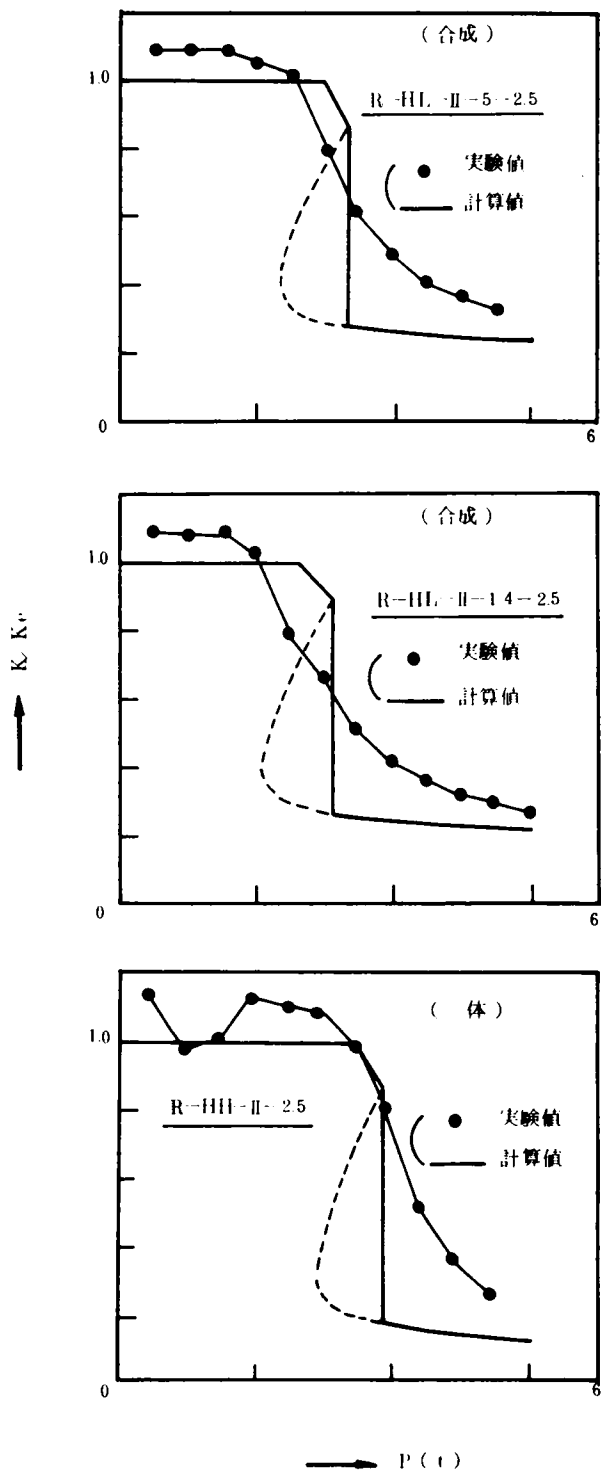
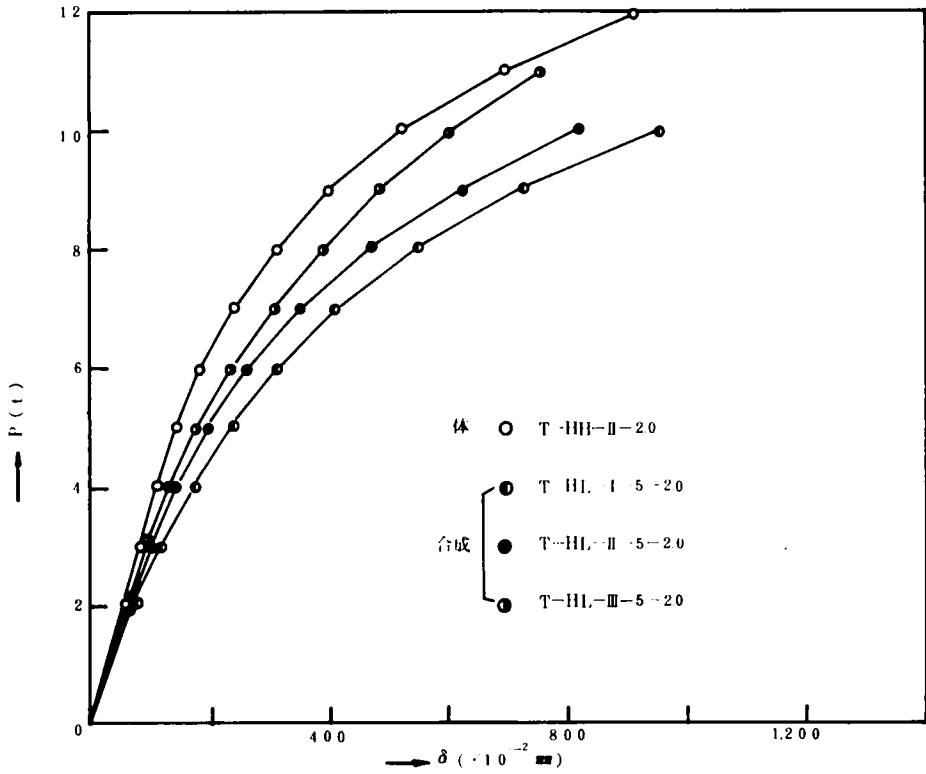


図-3-12 荷重へたわみ

(I) 総たわみ

(i) T型断面



(ii) 矩形断面

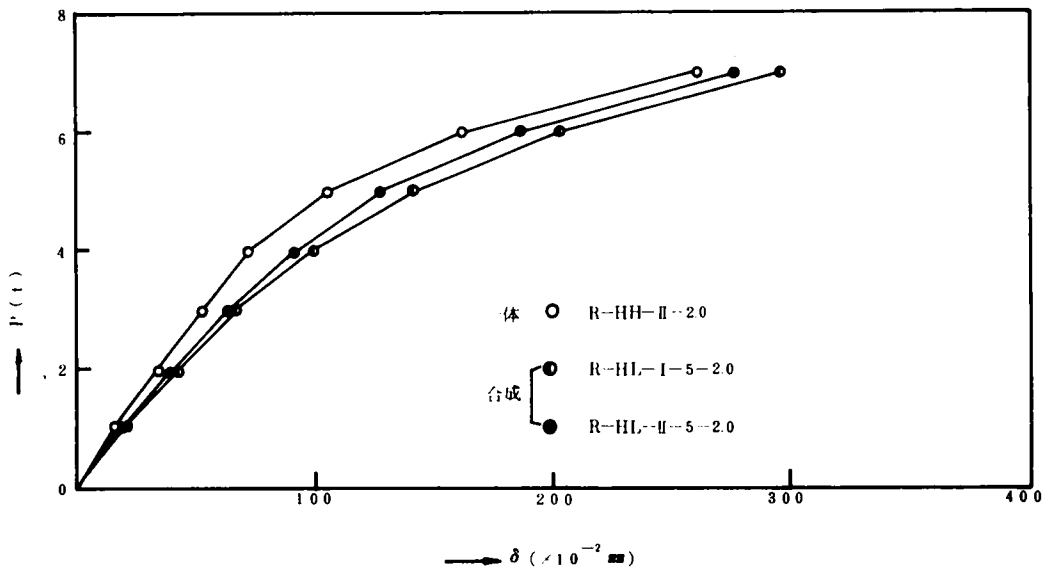
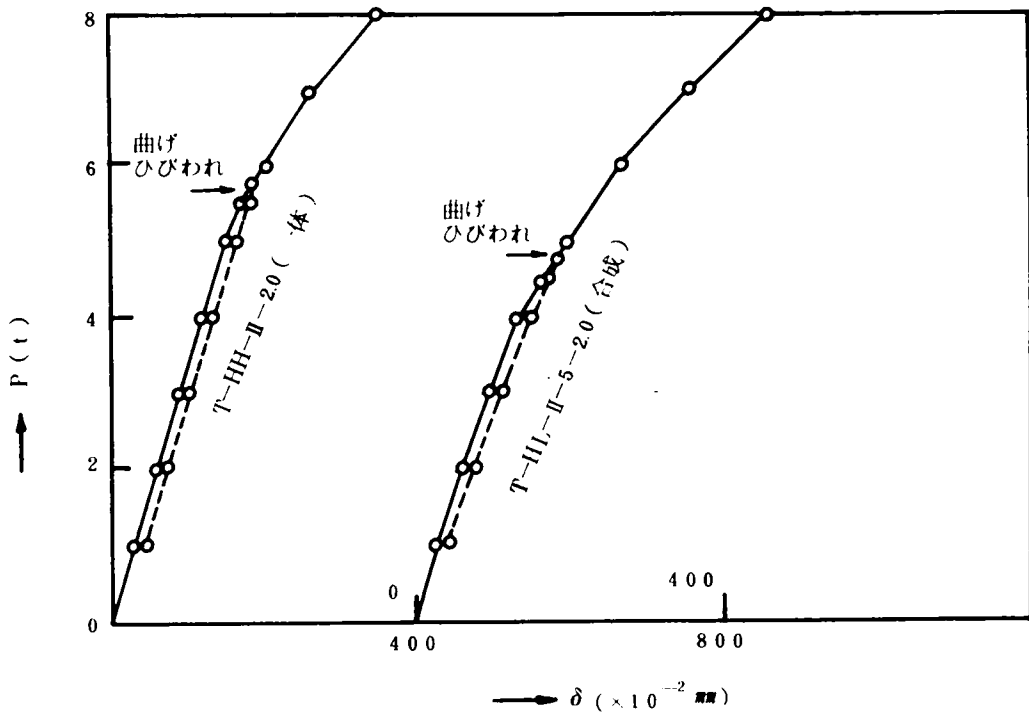


図-3-12 荷重～たわみ

(2) たわみの回復性

(i) T型断面



(ii) 矩形断面

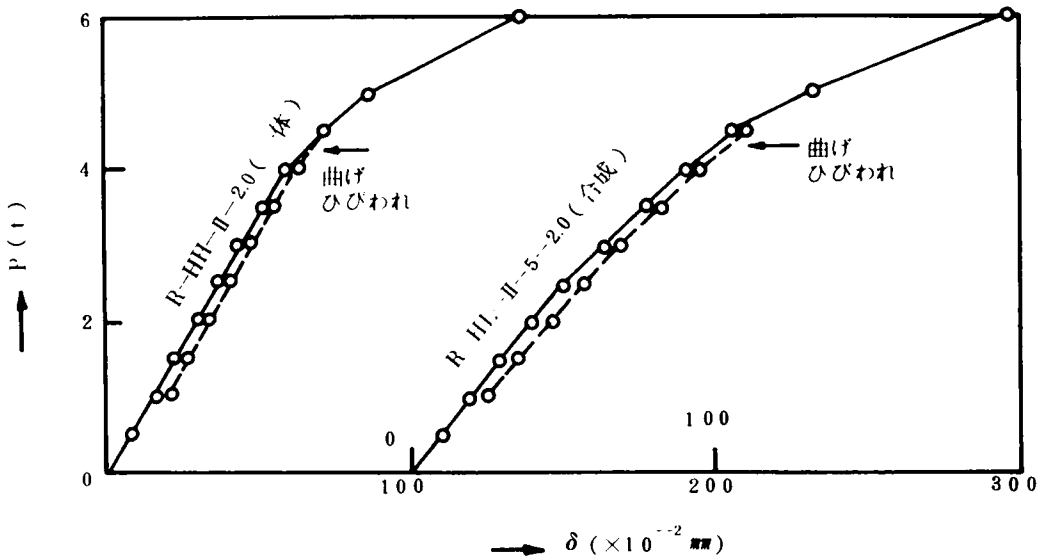


図-8-18 打締面のずれ(せん断スパンの中央位置)

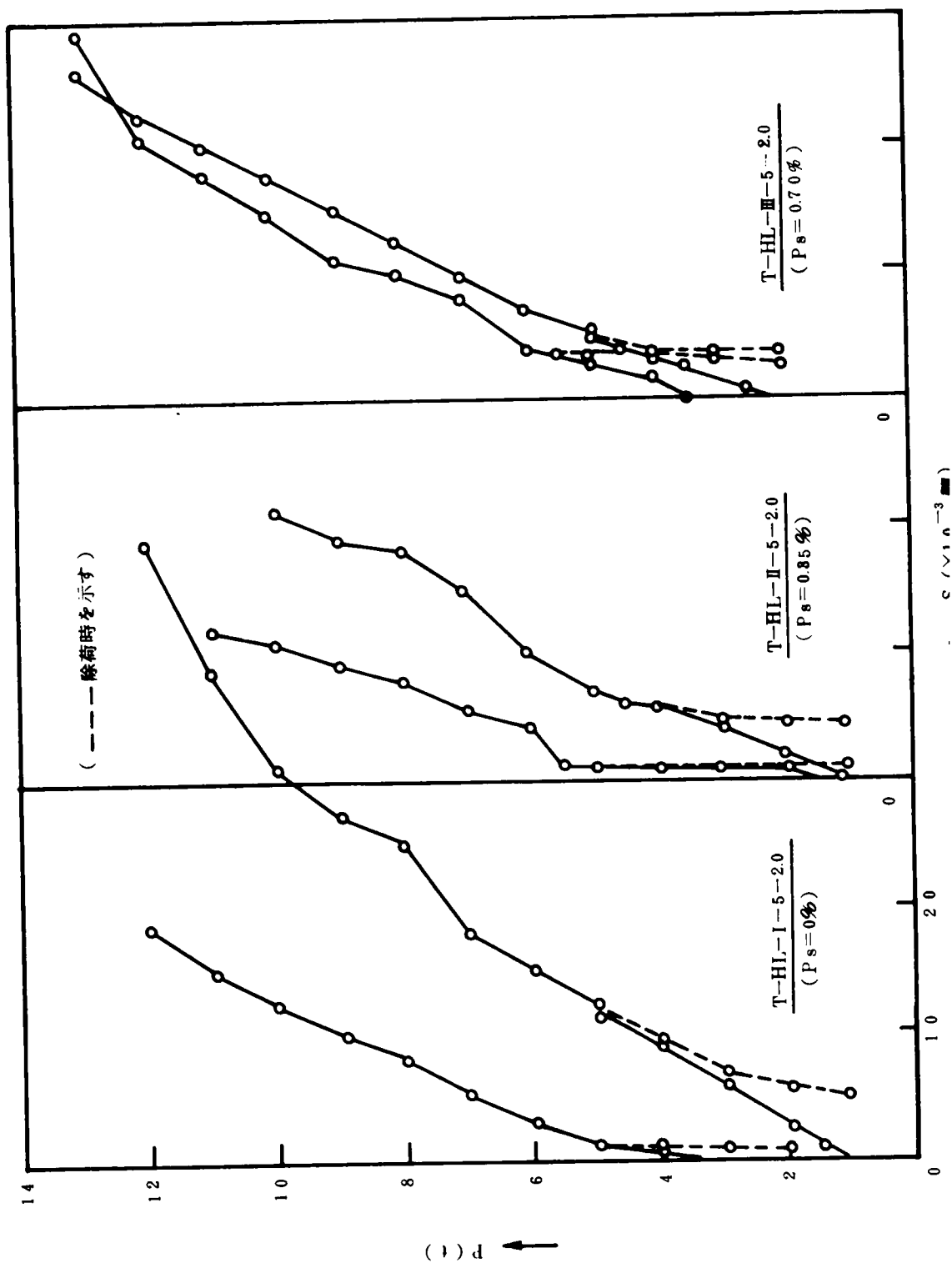
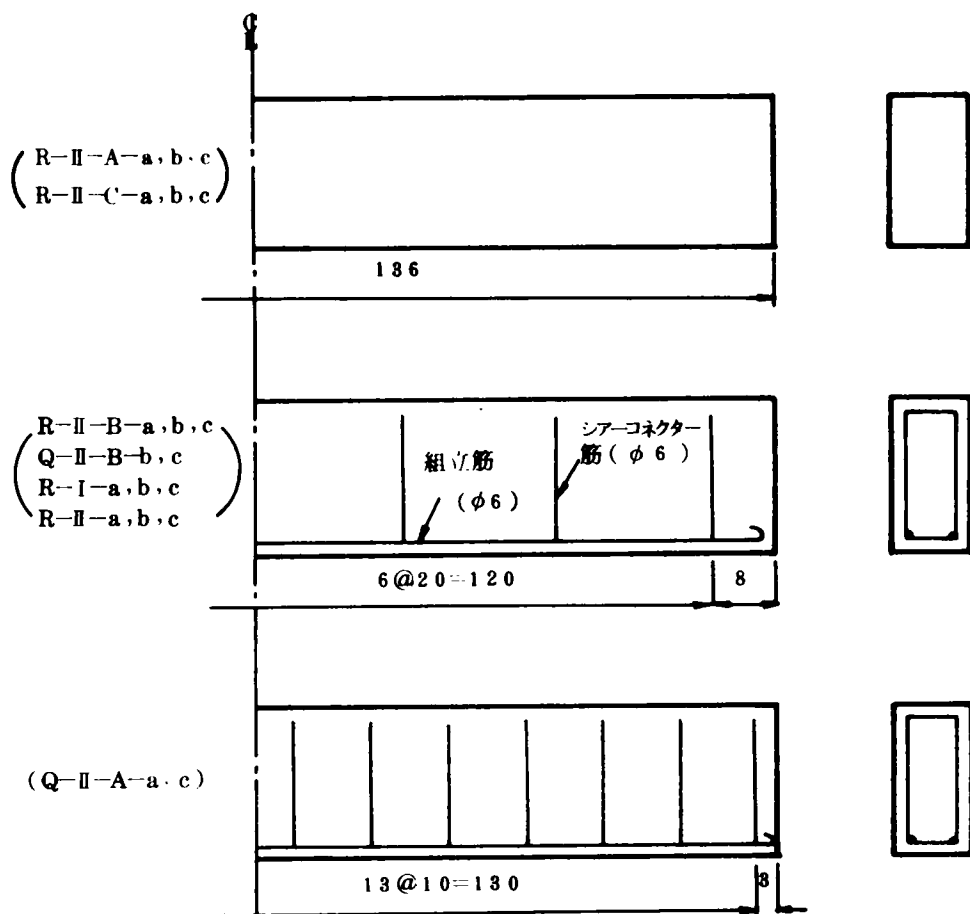


図-3-14 供試体の配筋

(1) 矩形断面



(2) T 型断面

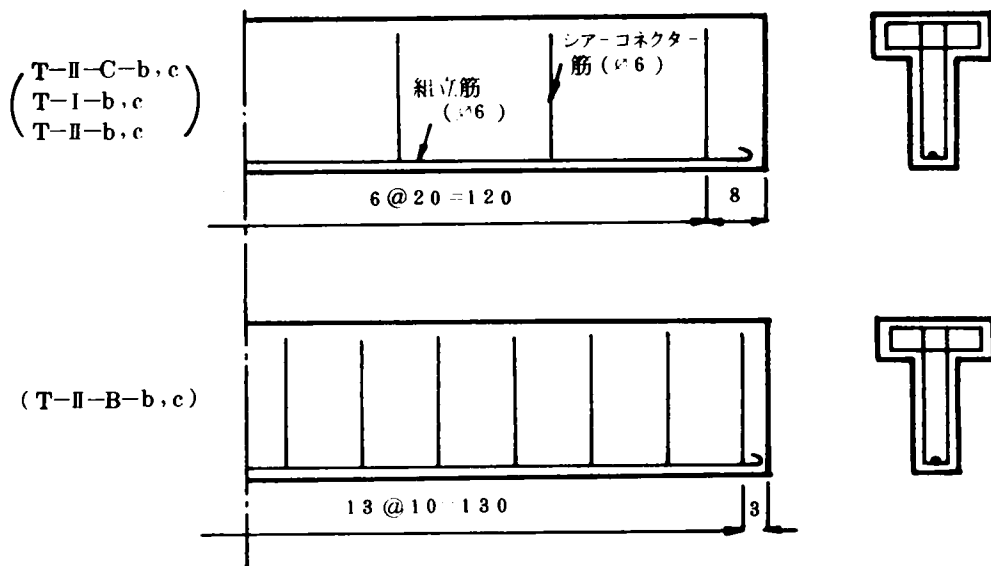
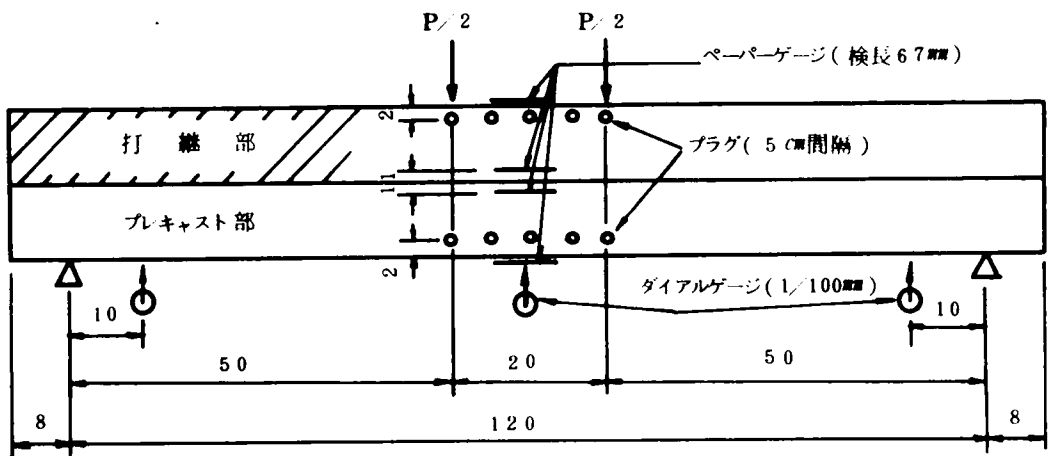


図-3-15 試験方法



(単位: cm)

図-3-16 最大ひびわれ幅

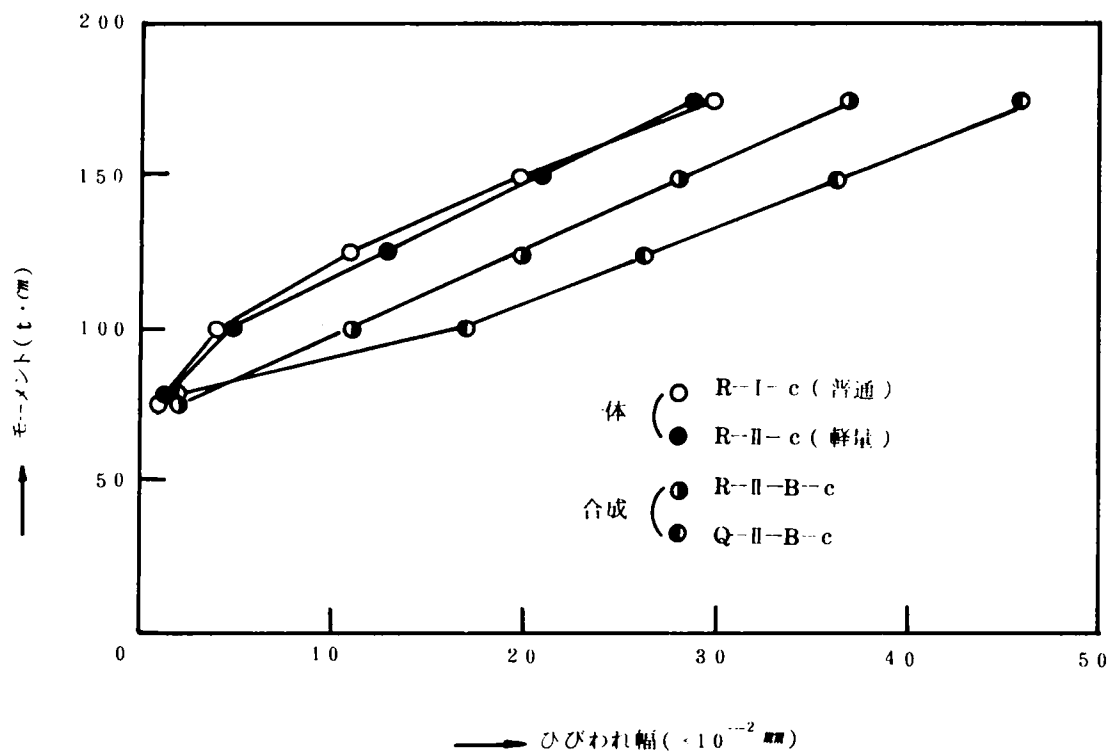


図-8-17 一体はりを基準にしたときの合成はりの曲げ破壊耐力

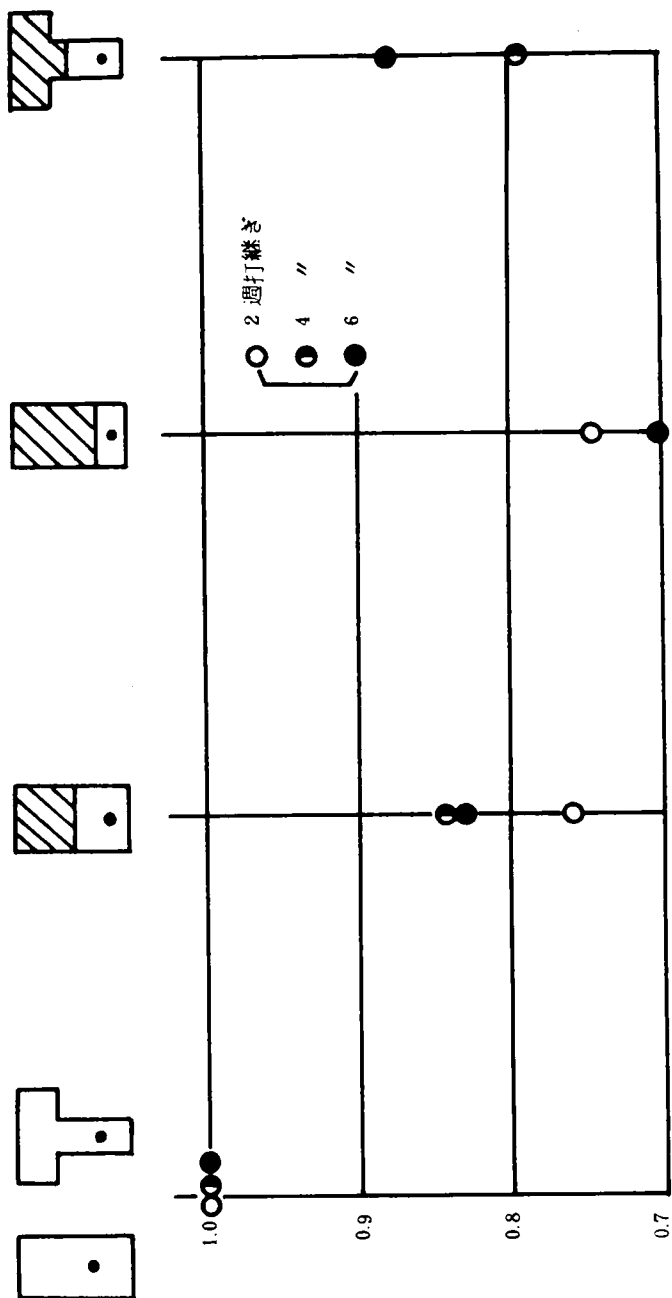


図-3-18 曲げモーメント-コンクリートの圧縮ひずみ (T型断面)

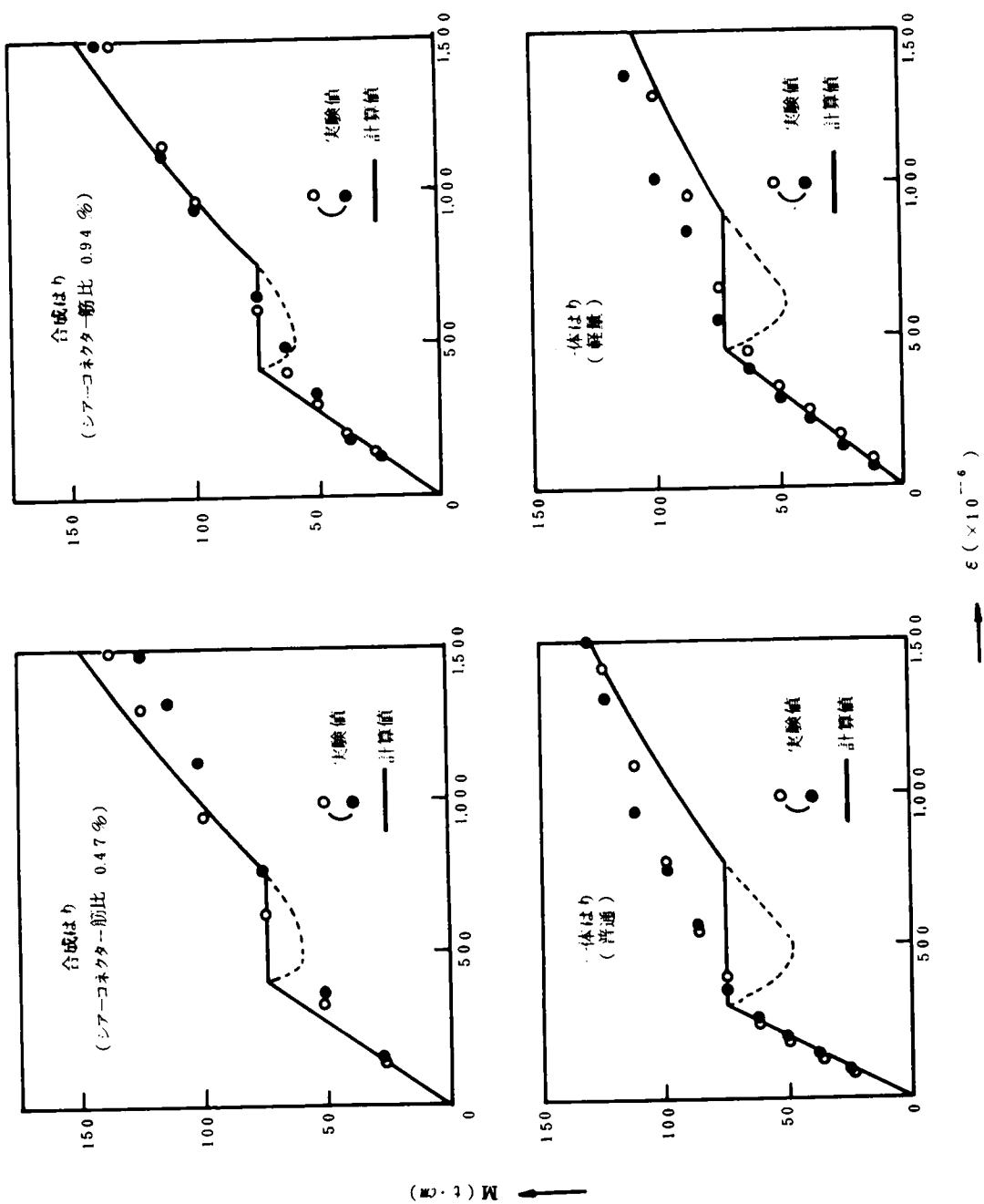


図-3-19 断面のひずみ分布

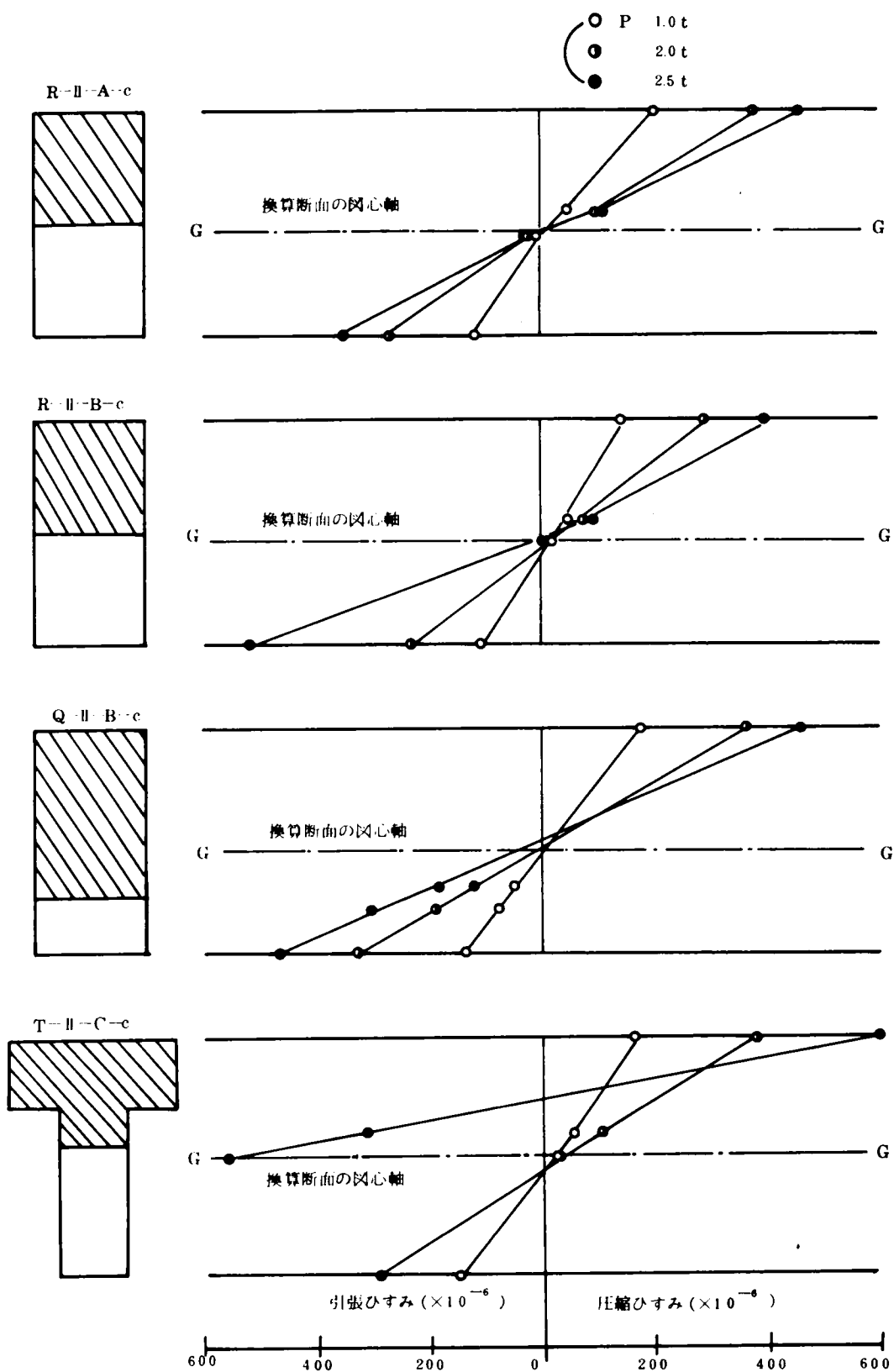
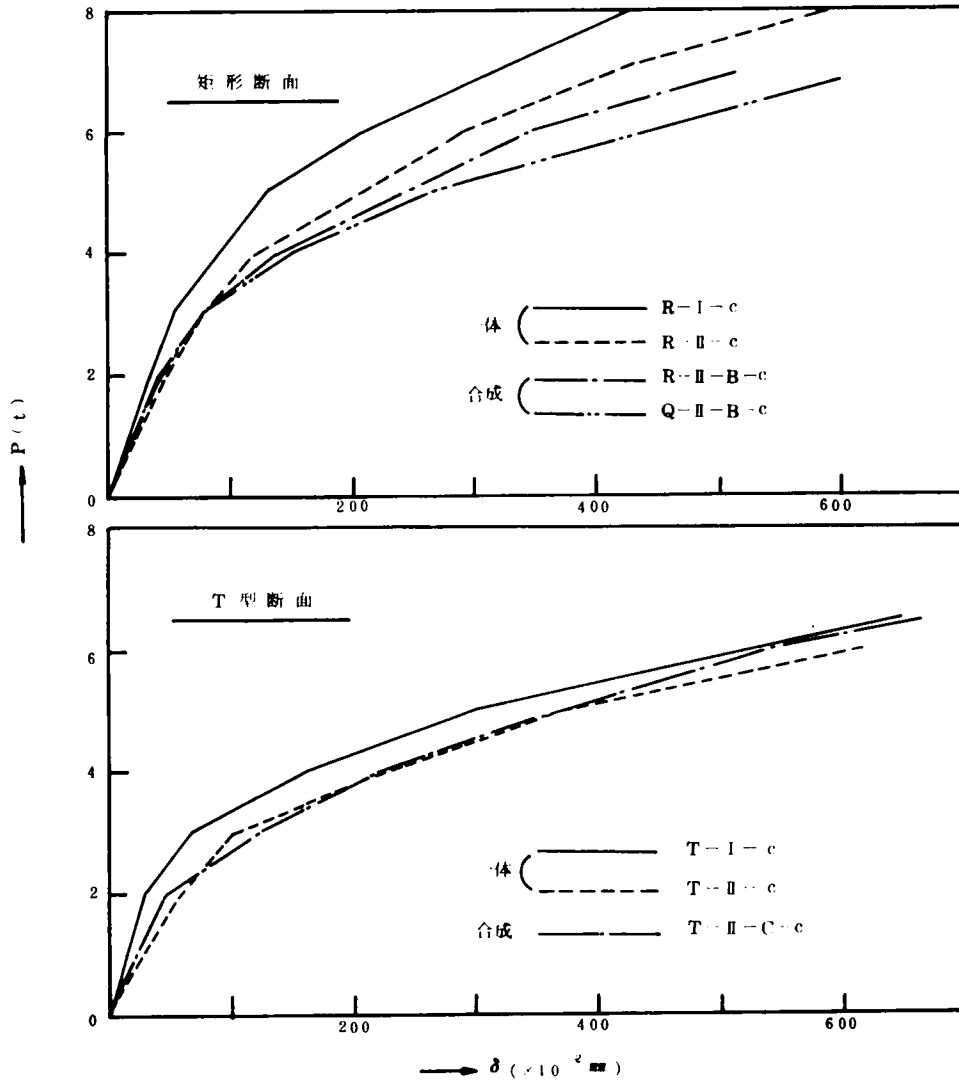
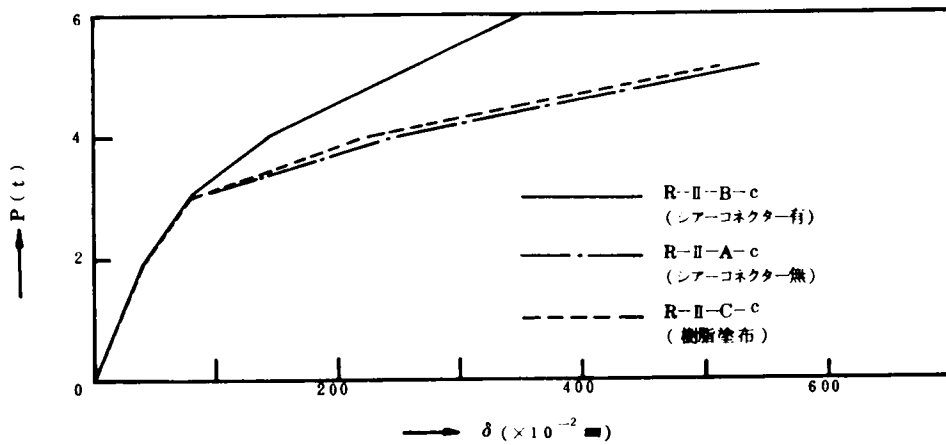


図-8-20 荷重～たわみ

(1) 合成はり と 一体はりの比較



(2) 打継面処理の影響



第4編 P C ロッドを埋め込んだ合成断面の力学的特性に関する研究

1 章 概 説

本編は、プレキャスト P C 材を現場打ちコンクリート内に埋め込んだ合成断面の曲げおよび変形特性を検討したものである。この場合のプレキャスト P C 材を以下に P C ロッドと呼ぶことにする。

P C ロッドは従来コンクリート舗装や現場打ち断面のみに直接にプレストレスを導入することができないプレキャストコンクリート連続合成はり（第5編）の負のモーメント域などに利用されているようである。^{1) 2)}

P C ロッドを引張応力域に埋め込んだ合成断面では、現場打ちコンクリートに対する曲げひびわれ耐力が同一コンクリートを用いた R C 断面の場合より大きく、しかも断面内に占める P C ロッド部の割合が多くなるほど、その傾向が著しい。¹⁾ また、除荷にともなう変形の回復性やひびわれ閉合の傾向も良好で、プレストレスの効果が十分に発揮しうることが明らかにされている。^{1) 3)}

上記の曲げひびわれ耐力の向上に関しては、弾性的な考え方に基づいて説明されている。¹⁾ これによれば曲げ引張応力が現場打ちコンクリートの曲げ強度に達した状態でも P C ロッド部にはひびわれが入らず、現場打ちコンクリートを拘束する。このために、現場打ちコンクリートに対する曲げひびわれ耐力が R C 断面の場合より増大すること、すなわち現場打ちコンクリートの見掛けの曲げ強度が増加するとされている。

しかし、この種の合成断面に対する曲げひびわれ耐力は上のような弾性論的な考え方では十分に説明できるものでなく、著者は上記の拘束作用についてもさらに詳細な検討を要する点があると考ええる。たとえば、ひびわれの発生に至るまでコンクリートが完全弾性体であると仮定して、弾性式で現場打ちコンクリートの曲げひびわれ耐力を計算すれば、この耐力の大きさは合成断面内に占める P C ロッド部の割合やプレストレスの大きさととは全く無関係となるであろう。

本研究では、次章で上記の点を定性的に説明し、それに基づいてこの種の合成断面の曲げひびわれ耐力、曲げ破壊耐力、応力、曲げ剛性ならびにたわみを一層合理的に計算するため、コンクリートの塑性を考慮に入れた著者の考えを述べる。

つぎに、P C ロッド部の断面の大きさ、配置、プレストレス量、現場打ちコンクリートの種類などの諸条件を変化させた供試体について曲げ試験を行ない、その結果を上述の方法で解析するとともに、上の諸条件の影響を検討し設計上注意しなければならない事項について詳述する。

2 章 P C ロッドを用いた合成断面の曲げおよび変形特性の解析法^{4) 5)}

1 節 解析についての基本的考え（コンクリートの塑性に関する取扱い）

前章の曲げひびわれ耐力に関する説明の1つとして、コンクリートの塑性を考慮した次の考えを提案したいと思う。

著者は、まず、P C ロッド部と現場打ち部では塑性域を含めた引張応力～ひずみの特性に著しい相異のあること、すなわち、引張応力を受ける場合には、プレストレスが与えられているP C ロッド部は現場打ち部に較べて応力～ひずみ関係の弾性域が著しく増大する。このために、両部から構成された合成断面が引張力を受ける時、引張力の増加につれて両部での力の分担率が変化し、ある限界点を越れば現場打ち部では小さく、逆にP C ロッド部では大きくなるであろうと推定される。

以下に、これを具体的な例で示そう。

いま、P C ロッド部と現場打ち部の引張応力～ひずみ関係を図-4-1-(1)のような完全弾塑性で近似的に、各々に対して次の数値を仮定する。

現場打ち部：

引張強度 30 kg/cm²、弾性係数 3×10^5 kg/cm²、引張塑性率 $\mu = 0.6$

P C ロッド部：

引張強度 30 kg/cm²、弾性係数 3×10^5 kg/cm²、引張塑性率 $\mu = 0.6$

プレストレス量 30, 60, 90 kg/cm²

つぎに、図-4-1-(2)のような単位面積の合成断面に任意の引張ひずみを与えて、そのひずみに対応する両部の引張応力を図-4-1-(1)を用いて計算して、合成断面の引張力～引張ひずみ関係を求めると図-4-1-(2)のようになる。

現場打ち部の極限引張ひずみは、この例では、 $(\frac{\sigma_{t1}}{E_1}) / (1 - \mu) = (\frac{30}{3 \times 10^5}) / (1 - 0.6) = 250 \times 10^{-6}$ であり、合成断面の引張ひずみがこの値に達すると現場打ち部にひびわれが発生するであろう。

この時の合成断面の引張力は、全断面を現場打ちコンクリートとした時の引張力 (30 kg) より大きくなり、その増加率はP C ロッド断面の割合とプレストレス量が多いほど大きくなることが明らかであろう。

したがって、前章に述べた結果はコンクリートの塑性を考慮すると説明しうるのであって、この種の合成断面に対する曲げひびわれ耐力はこの点を考慮して求める必要があると考えられる。

2 節 力学的諸特性の解析法

1. コンクリートの塑性を考慮した応力，曲げひびわれと破壊耐力，曲げ剛性の計算

コンクリートの塑性を考えた合成断面の解析は，一体打ちの RC または PC 断面の場合と同様に軸方向力ならびにモーメントのつり合い条件から以下の方法によってできる。

合成断面の場合は，現場打ち部と PC ロッド部の間で，圧縮および引張応力～ひずみ特性の相異を考慮する必要がある。

まず最初に，現場打ちコンクリートの引張応力～引張ひずみ，圧縮応力～圧縮ひずみを図-4-2-(1)のような完全弾塑性で近似する。一方，PC ロッド部のそれらはプレストレスを考慮して，前者と同様に図-4-2-(2)のようにする。ただし，コンクリートの弾性係数は圧縮応力と引張応力に対して等しいと仮定する。

また，PC ロッド部の PC 鋼材の引張応力～引張ひずみに関しては，降伏点（0.2%の永久ひずみに対するもの）までは両者は比例し，その弾性係数を $2 \times 10^6 \text{ ㏪}$ とする。降伏点に到達した以後の応力はその値を保つと考える。

いま，図-4-3 に示すような PC ロッドを配置した合成断面を考えよう。ただし，以下の計算では現場打ち部と PC ロッド部の間にはずれが無く，両者は完全に一体であると仮定した。

計算の方法として，断面上縁の圧縮ひずみ（ ϵ_c ）を任意に与え，次式（4-1）の軸方向力のつり合いを満足する中立軸の位置（ x ）をまず求める。この時，現場打ち部コンクリート，PC ロッド部コンクリートならびに PC 鋼材の応力は，各々のひずみから前記の応力～ひずみ関係を用いて計算する。

$$C_p(x) + C_c(x) = T_p(x) + T_c(x) + T_s(x) \quad (4-1)$$

ここに，

x : 断面上縁から中立軸までの距離

$C_p(x)$: PC ロッド部コンクリートの圧縮合力

$C_c(x)$: 現場打ち部コンクリートの圧縮合力

$T_p(x)$: PC ロッド部コンクリートの引張合力

（引張ひずみがその最大引張ひずみ（ $\epsilon_{utp} + \epsilon_p$ ）を越える部分では引張応力を 0 とする）

$T_c(x)$: 現場打ち部コンクリートの引張合力

（引張ひずみがその最大引張ひずみ ϵ_{utc} を越える部分では引張応力を 0 とする）

$T_s(x)$: PC 鋼材の引張力

なお、式(4-1)を満足する x の値は、断面を細かく分割して、トライアル法によれば簡単に求めることができるであろう。

上の式(4-1)を満足する x が求まると、外力による曲げモーメント(M)は中立軸の位置に関する内力の曲げモーメントに等しいことから、次式によって計算できる。

$$M = C_p(x)(x - y_{cp}) + C_c(x)(x - y_{cc}) + T_p(x)(y_{tp} - x) + T_c(x) \times (y_{tc} - x) + T_s(x)(d - x) \quad (4-2)$$

ここに、

M : 外力による曲げモーメント

$y_{cp}, y_{cc}, y_{tp}, y_{tc}$: それぞれ、合力 $C_p(x), C_c(x), T_p(x), T_c(x)$ の図心位置から断面の上縁までの距離

d : PC鋼材の図心から断面の上縁までの距離

以上の方法で、曲げモーメント(M)に対する断面上縁の圧縮ひずみ(ϵ_c)と中立軸(x)が決定できる。この場合の曲げひびわれ強さ、曲げ破壊強さ、曲げ剛性は次のようにして求めることができる。

- 1) 現場打ちコンクリートに曲げひびわれが発生するときのモーメント(M_{cr}) ;

現場打ちコンクリートの下縁の引張ひずみ $\epsilon_{tc} = ((h-x)/x)\epsilon_c$ がその最大引張ひずみ ϵ_{ute} に達するときの曲げモーメント(M)として与えられる。ただし、 h は合成断面の全高さを示す。

なお、曲げひびわれモーメント M_{cr} は合成断面下縁の引張ひずみ ϵ_t を ϵ_{ute} として式(4-1)(4-2)から直接に求める方がよい。

- 2) 曲げ破壊モーメント(M_u) ;

断面上縁の圧縮ひずみ(ϵ_c)が、現場打ちコンクリートの最大圧縮ひずみ ϵ_u に達したときの曲げモーメント(M)として与えられる。ただし、 ϵ_u は土木学会PC設計施工指針では、 $\epsilon_u = 0.0025$ である。

- 3) 合成断面の曲げ剛性(K) ;

合成断面の曲げ剛性(K)は、上記の M, x, ϵ_c から次式で計算できる。

$$K = M / \left(\frac{\epsilon_c}{x} \right) \quad (4-3)$$

2. 曲げひびわれ強さの弾性計算式

現場打ちコンクリートに対する曲げひびわれモーメントの弾性計算値 M_{cr} は一体断面に通常用いられている次式で与えられる。これは、弾性式で求めた現場打ちコンクリートの断面下

$$M c r' = \sigma b \times l e / y \quad (4-4)$$

σ_b : 現場打ちコンクリートの曲げ強度

1e : 現場打ち部とPCロッド部のコンクリートの弾性係数の相異を考慮した換算断面の図心に関する断面2次モーメント

y : 換算断面の図心軸から現場打ち部の下縁までの距離

曲げひびわれを考慮したたわみは，第3編・2章・2節・5で述べたと同様の方法で求めようであろう。

PC ロッドを埋め込んだ合成断面の M~K 関係も各々の数値はこの場合以下のようにとり、
⁶⁾
 そこで示したものと同型の次式 (4-5) を仮定した。

Ke : コンクリートの全断面を有効とし、現場打ち部とPCロッド部の弾性係数の相異を考えた換算断面の曲げ剛性

K_u : 曲げ破壊時の曲げ剛性の計算値で、 $K_u = M_u' / (\frac{\varepsilon u}{x_u})$ で与えられる。ただし、 εu は 0.0025、 x_u は破壊時の中立軸の位置を示す。

$$0 < M \leq M_{cr}'' : K = K_e$$
$$M_{cr}'' < M \leq M_u' : \quad (4-5)$$

$$K = K_e - (K_e - K_u) \left\{ 2 \times \frac{M - M_{cr}''}{M_u' - M_{cr}''} - \frac{(M - M_{cr}'')^2}{(M_u' - M_{cr}'')^2} \right\}$$

3 章 載 荷 試 験

こゝでは P C ロッド部のプレストレス量，断面の大きさとその配置，現場打ちコンクリートの種類を変化させた合成断面の単純はりに対して載荷試験を実施した。その結果に基づいて曲げひびわれ耐力，曲げ破壊耐力，曲げ応力，曲げ剛性，たわみなどの設計に必要な諸特性に考察を加えるとともに，前章の方法でそれらを解析した結果について詳述する。

1 節 試 験 の 概 要

1. 供 試 体 の 種 類

供試体はいずれも，図-4-4 に示すように幅×高さ＝16 cm×15 cm の矩形断面で，全長を150 cm とした。

合成断面の種類として選定したものは以下のとおりである。

(i) P C ロッドの断面と配置：5 種類（図-4-4）

ただし，P C ロッドには $\phi 6$ の普通丸鋼で作製した矩形のシアコネクターを8 cm 間隔（シアコネクター筋比 P_s ，P C ロッドの幅が9 cm のもの： $P_s = 0.8\%$ ，6 cm のもの： 1.2% ，P C ロッドの複筋配置のもの： $P_s = 1.5\%$ ）に配置することにした。

(ii) P C ロッドのプレストレス量：30，60，90 ㊦ の3 種類，ただし P C ロッドを複筋配置したものでは0，30，60 ㊦ の3 種類とした。なお，いずれの場合も断面の図心に P C 鋼材を配置して一様プレストレスを与えた。

(iii) 現場打ちコンクリートの種類：3 種類

普通コンクリート：配合Ⅰ（配合強度400 ㊦）と配合Ⅱ（150 ㊦）
軽量コンクリート：配合Ⅲ（400 ㊦）

ただし，P C ロッド部は配合Ⅰの普通コンクリートとした。

また，比較のために断面下縁のプレストレスを P C ロッドと同一にし，各々の現場打ちコンクリートで作製した一体 P C 断面の載荷試験も行なった。

以上に対する供試体の種類は表-4-1 に示すとおりである。

表中の供試体記号 P A - B - C - E - (D) で，各々の文字は次のことを表わす。

A：P C ロッドのプレストレス量

B：P C ロッドの断面の幅

C：高さ，ただし，“C+3”とあるものは P C ロッドの底面を合成断面の下縁より3 cm 位置に置いたものを示す。

E：現場打ちコンクリートの種類

(D)：P C ロッドを左右2ヶ所に複筋配置したもの。

表-4-1 供試体の種類

供試体の記号	P C ロ ッ ド			同左の埋 込み深さ (cm)	P C 鋼棒 の有効高 (cm)	現場打ち 部の配合	PCロッド 部の配合	P C 鋼棒 の 種 類		
	プレスト レス (%)	幅 (cm)	高 さ (cm)							
P3-0-0-I 米	30	16	15	0	10.5	配合 I (400) (%)	配合 I 400	SBPC95 1-φ18		
P3-9-6-I	〃	9	6	0	12					
P3-6-9-I	〃	6	9	0	10.5					
P3-9-9-I	〃	9	9	0	10.5					
P3-9-6+3-I	〃	9	6	3	9					
P3-0-0-II 米	30	16	15	0	10.5	配合 II 150				
P3-9-6-II	〃	9	6	0	12					
P3-6-9-II	〃	6	9	0	10.5					
P3-9-9-II	〃	9	9	0	10.5					
P3-9-6+3-II	〃	9	6	3	9					
P3-0-0-III 米	30	16	15	0	10.5	配合 III 400				
P3-9-6-III	〃	9	6	0	12					
P3-6-9-III	〃	6	9	0	10.5					
P3-9-9-III	〃	9	9	0	10.5					
P3-9-6+3-III	〃	9	6	3	9					
P6-0-0-I 米	60	16	15	0	10.5	配合 I 400				
P6-9-6-I	〃	9	6	0	12					
P6-6-9-I	〃	6	9	0	10.5					
P6-9-9-I	〃	9	9	0	10.5					
P6-9-6+3-I	〃	9	6	3	9					
P6-0-0-II 米	60	16	15	0	10.5	配合 II 150				
P6-9-6-II	〃	9	6	0	12					
P6-6-9-II	〃	6	9	0	10.5					
P6-9-9-II	〃	9	9	0	10.5					
P6-9-6+3-II	〃	9	6	3	9					
P6-0-0-III 米	60	16	15	0	10.5	配合 III 400				
P6-9-6-III	〃	9	6	0	12					
P6-6-9-III	〃	6	9	0	10.5					
P6-9-9-III	〃	9	9	0	10.5					
P6-9-6+3-III	〃	9	6	3	9					
P9-0-0-I 米	90	16	15	0	10.5	配合 I 400				
P9-9-6-I	〃	9	6	0	12					
P9-6-9-I	〃	6	9	0	10.5					
P9-9-9-I	〃	9	9	0	10.5					
P9-9-6+3-I	〃	9	6	3	9					
P9-0-0-II 米	90	16	15	0	10.5	配合 II 400				
P9-9-6-II	〃	9	6	0	12					
P9-6-9-II	〃	6	9	0	10.5					
P9-9-9-II	〃	9	9	0	10.5					
P9-9-6+3-II	〃	9	6	3	9					
PO-4.5-8-I-D	0	4.5	8	0	11	配合 I 400	NPWD2 2-φ10			
P3-4.5-8-I-D	30	4.5	8	0	11					
P6-4.5-8-I-D	60	4.5	8	0	11					
PO-4.5-8-II-D	0	4.5	8	0	11	配合 II 400				
P3-4.5-8-II-D	30	4.5	8	0	11					
P6-4.5-8-II-D	60	4.5	8	0	11					

(米)印は一体はりを示す。

2. 使用材料と示方配合

1) 使用材料

セメント：PCロッド部，現場打ち部ともに住友社の普通ポルトランドセメントを用いた。

骨材：普通コンクリートには長良川産の川砂，木曽川産の川砂利を用いた。一方，軽量コンクリートには細粗骨材ともに三井金属鉱業社の人工軽量骨材（メサライト）を使用した。

鋼材：PCロッドを複筋配置したものを除いて住友電工社のPC鋼棒φ18（第2種SBPC 95），としたが，複筋配置したもの（表-4-1の供試体記号で末尾に“D”を付けたもの）では高周波熱錬社のPC鋼棒φ10（第2種，NPWD 2；ウルボン）を用いた。一方，PCロッド部に配置したシアコネクタは川崎製鉄社の普通丸鋼φ6（SR30）を用いて作製した。

使用材料の諸性質を表-4-2に示す。

表-4-2 使用材料の性質

(1) セメント（普通ポルトランドセメント）の物理的性質

種 別	比 重	粉 末 度		凝 結					
		比表面積 (cm^2/g)	88 μ 残分 (%)	水 量 (%)	始 発 時 ー 分	終 結 時 ー 分	室 温 ($^{\circ}\text{C}$)	湿 度 (%)	
	普通ポルトランド	3.16	8,130	16	27.0	2-40	3-43	20.5	85
種 別	安 定 性		フ ロー 値 (mm)	強 さ					
	浸 水	煮 沸		曲 げ ($\%$)			圧 縮 ($\%$)		
				3日	7日	28日	3日	7日	28日
普通ポルトランド	良	良	237	30.9	48.5	71.7	123	228	415

(2) 骨材の物理的性質

事 項 種 類	最大寸法 (mm)	比 重	吸 水 量 (%)	粗 粒 率
普通粗骨材	10	2.63	—	6.12
普通細骨材	5	2.59	12.0	32.6
軽量粗骨材	15	1.42	9.3	6.45
軽量細骨材	5	1.87	16.7	29.5

(3) 鉄筋・PC鋼棒の物理的性質

事 項 種 類	降 伏 点 ($\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$)	引張強さ ($\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$)	伸 び (%)
SR30 $\phi 6$	3,428	4,000	28.5
SBPC95 $\phi 18$	9,650	11,250	9.5
NPWD2 $\phi 10$	13,440	14,400	6.0

2) コンクリートの示方配合

PCロッドは配合強度400 $\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ の普通コンクリート(配合Ⅰ)とした。

一方、現場打ち部は普通コンクリートについては配合強度400 $\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ (配合Ⅰ)と150 $\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ (配合Ⅱ)の2種類、軽量コンクリートは400 $\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ (配合Ⅲ)の1種類、の合計3種類とした。ただし、いずれのコンクリートもスランプは $5 \pm 1\text{cm}$ とした。

それぞれのコンクリートの示方配合は表-4-3に示すとおりである。

3. 供試体の作製

PCロッド部は打設後1日で脱型し、打継面に相当する面の表層は十分にワイヤブラシをかけて目荒しを行ない、レイトンス等を除去した。PCロッド部へのプレストレスの導入は現場打ち部の打設の3日前に行なった。

現場打ち部の打設はPCロッド部の材令4週で実施し、その後4週で載荷試験を行なった。ただし、一体PCはり材令3週でプレストレスを導入し、材令5週で載荷試験を行なった。

上記のはり供試体の他に、各々のコンクリートについて乾燥収縮ひずみとクリープひずみ

表-4-3 コンクリートの示方配合

コンクリートの種別	配合強度 (kg/cm^2)	粗骨材の 最大寸法 (mm)	スランブ (cm)	W/C (%)	s/a (%)	単位セメント量 C (kg/m^3)	単位水量 W (kg/m^3)	単位細骨材 S (kg/m^3)	単位粗骨材 G (kg/m^3)	混和剤
普通 コンクリート	配合 I $\sigma_1=400$	10	5 \pm 1	43.3	47.5	470	204	846	934	(チューポール) C \times 0.04%
	配合 II $\sigma_1=150$	10	5 \pm 1	66.0	50.0	253	166	1,104	1,108	C \times 0.04%
軽量 コンクリート	配合 III $\sigma_1=400$	15	5 \pm 1	43.5	41.0	400	174	535	585	C \times 0.04%

を測定するための供試体も作製した。これらは次の試験方法の項で述べる。

一方、はり供試体に用いたコンクリートについて次の諸性質を調べるための供試体もはりと同時に各3本ずつ作製した。

PCロッド部；

プレストレス導入時の弾性係数：10 ϕ 20cm
 はりの載荷試験時の圧縮強度：10 ϕ 20cm
 “ 引張強度：10 ϕ 20cm
 “ 曲げ強度：10 \times 10 \times 40cm
 “ 弾性係数：10 ϕ 20cm

現場打ち部；

はりの載荷試験時の圧縮強度：10 ϕ 20cm
 “ 引張強度：10 ϕ 20cm
 “ 曲げ強度：10 \times 10 \times 40cm
 “ 弾性係数：10 ϕ 20cm

以上のはり供試体、乾燥収縮とクリープひずみ測定用供試体、はりに用いたコンクリートの諸性質を調べるための供試体は、いずれも打設後から直ちに1週間は実験室内で湿布養生を行なった。

4. 試験方法

1) はりの載荷試験

はりの載荷試験は図-4-5のようにスパンが130cmの単純はりに対して、せん断スパン50cm、曲げスパン30cmの2点載荷とした。

各荷重階で、同図のように曲げスパンの中央部における圧縮ひずみと引張ひずみを検長20cmのホイットモア型ひずみ計で求め、これと同時にスパン中央のたわみを最小目盛1/100mmのディアルゲージで測定した。なお、PCロッドのプレストレス量が90%の供試体については、各々の

荷重階で 0.1 t に荷重を下げたときのたわみの回復性を測定した。

2) 乾燥収縮とクリープひずみの測定

P C ロッド部と現場打ち部コンクリートの乾燥収縮ひずみおよび前者のプレストレスによる軸方向のクリープひずみに原因する合成断面の拘束応力を調べるために、各配合のコンクリートについて乾燥収縮とクリープひずみを測定した。

乾燥収縮ひずみは、 $10 \times 10 \times 40 \text{ cm}$ の角柱供試体によって、打設後 1 日を基点として測定した。

一方、クリープひずみは $10 \times 10 \times 50 \text{ cm}$ の角柱供試体を 2 連直列に並べ、あらかじめ配置したシース孔に P C 鋼棒を通して 60 時間のプレストレスを導入することによって測定した。ただし、プレストレスの導入は P C ロッド部に合わせるために材令 4 週で行ない、この時を基点にひずみを測定した。

乾燥収縮とクリープひずみは、いずれもプラグを供試体に埋め込み、検長 20 cm のホイットモアー型ひずみ計で測定した。

2 節 試験の結果と考察

はりの載荷試験時におけるコンクリートの諸性質ならびに P C ロッドのプレストレス量は表 4-4 に示すとおりである。

表 4-4 に示したコンクリートの引張強度は割裂試験によるもの、曲げ強度はスパン 36 cm に対する 3 等分点載荷によるもの、弾性係数は圧縮強度の $1/3$ 点における割線係数で圧縮応力に対するものである。

以下に各々の試験結果について考察するが、2 章・2 節・1 の塑性計算法を用いて曲げひびわれ耐力、曲げ破壊耐力、曲げ応力、曲げ剛性を計算するにあたっては次のことを仮定した。

引張強度は割裂試験によるもの、弾性係数は圧縮と引張に対して同一と仮定して圧縮強度の $1/3$ 点の割線係数とし、それぞれ表 4-4 に示すものを用いた。

また、引張塑性率は各配合のコンクリートともに $\mu = 0.6$ と仮定した。^{7) 8)}

なお、現場打ちコンクリートの曲げひびわれ耐力を対象とするような時は、乾燥収縮ひずみとプレストレスによる軸方向クリープひずみに起因する現場打ちコンクリート下縁の拘束応力も考慮する必要がある。

一例として、現場打ちコンクリートの配合 I の場合に求めた結果を示す。

まず、現場打ち部と P C ロッド部コンクリートの乾燥収縮ひずみ～時間曲線、クリープ係数～時間曲線の測定値と、それらを 2 次双曲線と仮定して最小自乗法で求めた実験曲線式を図 4-4

表-4-4 供試体の載荷試験時のコンクリートの性質

供試体の種類	P C ロ ッ ド					現 場 打 ち 部				
	σ_c	σ_t	σ_b	E_c	σ_p	σ_c	σ_t	σ_b	E_c	σ_p
P3-0-0-I	370	26.2	46.2	283	31.1	-	-	-	-	-
P3-9-6-I	450	29.9	60.1	3.01	34.6	360	30.5	39.0	3.05	-
P3-6-9-I	450	29.9	60.1	3.01	38.3	360	30.5	39.0	3.05	-
P3-9-9-I	386	29.5	50.4	2.79	39.1	364	32.3	46.2	3.01	-
P3-9-6+3-I	386	29.5	50.4	2.79	40.4	364	32.3	46.2	3.01	-
P3-0-0-II	123	12.2	22.8	1.70	30.6	-	-	-	-	-
P3-9-6-II	373	21.0	43.2	2.75	41.6	129	11.6	24.6	1.46	-
P3-6-9-II	373	21.0	43.2	2.75	31.6	129	11.6	24.6	1.46	-
P3-9-9-II	373	21.0	43.2	2.75	34.4	129	11.6	24.6	1.46	-
P3-9-6+3-II	373	21.0	43.2	2.75	20.6	129	11.6	24.6	1.46	-
P3-0-0-III	259	20.7	25.2	1.25	32.5	-	-	-	-	-
P3-9-6-III	257	17.2	40.7	2.27	32.8	328	20.3	30.0	1.41	-
P3-6-9-III	257	17.2	40.7	2.27	28.4	328	20.3	30.0	1.41	-
P3-9-9-III	257	17.2	40.7	2.27	19.3	328	20.3	30.0	1.41	-
P3-9-6+3-III	257	17.2	40.7	2.27	23.8	328	20.3	30.0	1.41	-
P6-0-0-I	370	26.2	46.2	283	56.6	-	-	-	-	-
P6-9-6-I	409	26.6	51.1	3.08	69.3	338	29.7	43.2	2.86	-
P6-6-9-I	450	29.9	60.1	3.01	57.2	360	30.5	39.0	3.05	-
P6-9-9-I	409	26.6	51.1	3.08	64.7	338	29.7	43.2	2.86	-
P6-9-6+3-I	409	26.6	51.1	3.00	60.0	338	29.7	43.2	2.86	-
P6-0-0-II	129	11.6	24.6	1.46	60.6	-	-	-	-	-
P6-9-6-II	370	26.2	46.1	2.83	60.0	112	11.8	21.7	1.86	-
P6-6-9-II	370	26.2	46.1	2.83	70.8	129	11.6	24.6	1.46	-
P6-9-9-II	370	26.2	46.1	2.83	62.3	112	11.8	21.7	1.86	-
P6-9-6+3-II	370	26.2	46.1	2.83	62.3	112	11.8	21.7	1.86	-
P6-0-0-III	259	20.7	25.2	1.25	61.3	-	-	-	-	-
P6-9-6-III	341	26.2	42.5	2.75	56.4	291	21.0	31.4	1.34	-
P6-6-9-III	341	26.2	42.5	2.75	63.9	328	20.3	30.0	1.41	-
P6-9-9-III	341	26.2	42.5	2.75	59.1	291	21.0	31.4	1.34	-
P6-9-6+3-III	341	26.2	42.5	2.75	59.1	291	21.0	31.4	1.34	-
P9-0-0-I	369	39.4	64.8	34.5	88.0	-	-	-	-	-
P9-9-6-I	465	35.5	68.0	2.95	95.9	417	39.4	66.6	3.18	-
P9-6-9-I	465	35.5	68.0	2.95	94.4	417	39.4	66.6	3.18	-
P9-9-9-I	465	36.2	68.0	2.95	85.6	432	39.4	66.6	3.52	-
P9-9-6+3-I	465	36.2	68.0	2.95	94.4	432	39.4	66.6	3.52	-
P9-0-0-II	378	32.6	37.8	1.70	88.4	-	-	-	-	-
P9-9-6-II	377	27.4	32.6	3.06	102.5	360	32.6	37.8	1.57	-
P9-6-9-II	465	27.4	32.6	3.06	84.2	360	32.6	37.8	1.57	-
P9-9-9-II	377	28.1	32.6	3.06	99.5	343	32.6	37.1	1.53	-
P9-9-6+3-II	377	28.1	32.6	3.06	93.3	343	32.6	37.1	1.53	-
PO-4.5-8-I-D	531	32.4	60.2	3.24	0	589	36.6	74.9	3.40	-
P3-4.5-8-I-D	524	32.3	69.7	3.51	33.4	589	36.6	74.9	3.40	-
P6-4.5-8-I-D	471	34.1	60.7	3.33	64.0	589	36.6	74.9	3.40	-
PO-4.5-8-II-D	557	30.8	59.4	3.18	0	344	26.1	49.2	1.65	-
P3-4.5-8-II-D	514	33.3	65.4	3.40	35.6	344	26.1	49.2	1.65	-
P6-4.5-8-II-D	437	34.1	60.4	3.36	62.2	344	26.1	49.2	1.65	-

ただし σ_c : 圧縮強度 (MPa) E_c : $1/3 \sigma_c$ 点の割線弾性係数 ($\times 10^5$ MPa) σ_t : 引張 (割裂) 強度 (MPa) σ_p : プレストレス (MPa) σ_b : 曲げ強度 (MPa)

6に示す。

図-4-6の結果から、打継ぎ時からはりの載荷試験時までの両部の軸方向短縮ひずみの差、すなわち、(現場打ち部の乾燥収縮ひずみ)-(PCロッド部の乾燥収縮ひずみ+プレストレスによる軸方向のクリープひずみ)はおおよそ次のようになる。

$$\begin{aligned} \text{PCロッドのプレストレス } 30\text{ ㊯} & ; +3.5 \times 10^{-5} \\ \text{〃} \quad \quad \quad 60 & ; -2.0 \times 10^{-5} \\ \text{〃} \quad \quad \quad 90 & ; -7.5 \times 10^{-5} \end{aligned}$$

このように両部のひずみ差が小さく、第7編・3章で述べるクリープ計算式で求めた現場打ちコンクリートの下縁に対する拘束応力は表-4-5のようにきわめて小さいことがわかる。したがって、本供試はりではこの拘束応力(収縮差応力)は無視することとした。

表-4-5 現場打ちコンクリート下縁の拘束応力*

PCロッドのプレストレス 30 ㊯		PCロッドのプレストレス 60 ㊯		PCロッドのプレストレス 90 ㊯	
P3-9-6-I	-2.1 ㊯	P6-9-6-I	1.3 ㊯	P9-9-6-I	4.4 ㊯
P3-6-9-I	-1.5	P6-6-9-I	0.2	P9-6-9-I	3.8
P3-9-9-I	-1.3	P6-9-9-I	0.9	P9-9-9-I	3.9
P3-9-6+3-I	-0.8	P6-9-6+3-I	0.4	P9-9-6+3-I	3.4

* $\begin{cases} (+) \text{ 圧縮応力} \\ (-) \text{ 引張応力} \end{cases}$

1. 曲げひびわれ耐力

現場打ちコンクリートに曲げひびわれが発生した荷重の実験値と計算値を表-4-6に示す。

ひびわれ荷重の実験値は、検長20cmのホイットモア型ひずみ計によるひずみの測定(ひずみが急激に増大した点で、 $250 \sim 350 \times 10^{-6}$ の範囲)と目視を併用して確認したものである。

一方、計算値 P_{cr}' は現場打ちコンクリートの曲げ強度(表-4-4)を用いて、2章の弾性計算式(4-4)から求めたものである。

また、計算値 P_{cr}'' は現場打ちコンクリートの引張ひずみ ϵ_{tc} がその最大ひずみ $\epsilon_{ute} = \left(\frac{\sigma_{tc}}{E_{cc}} \right) / (1 - \mu_c)$ に達するとひびわれが発生すると考えた前記(2章, 2節, 1)の塑性計算式で求めたものである。

表-4-6 現場打ちコンクリートに対する曲げひびわれ荷重

供試体の種類	実験値 P _{cr} (t)	弾性計算値 P _{cr} ' (t)	塑性計算値 P _{cr} '' (t)	P _{cr} / P _{cr} '	P _{cr} / P _{cr} ''
P3-0-0-I	2.25	2.00	2.00	1.13	1.13
P3-9-6-I	2.25	1.05	1.80	2.14	1.25
P3-6-9-I	1.25	1.00	1.50	1.25	0.84
P3-9-9-I	1.75	1.15	1.70	1.52	1.03
P3-9-6+3-I	1.00	1.10	1.25	0.91	0.80
P3-0-0-II	1.50	1.45	1.45	1.03	1.03
P3-9-6-II	1.00	0.95	0.90	1.05	1.11
P3-6-9-II	1.25	0.80	1.00	1.56	1.25
P3-9-9-II	1.25	0.85	1.20	1.47	1.04
P3-9-6+3-II	0.75	0.70	0.70	1.07	1.07
P3-0-0-III	2.00	1.70	2.05	1.17	0.98
P3-9-6-III	—	—	—	—	—
P3-6-9-III	1.25	0.90	1.05	1.39	1.20
P3-9-9-III	1.50	1.00	1.05	1.50	1.43
P3-9-6+3-III	1.00	0.80	0.95	1.25	1.06
P6-0-0-I	3.25	2.65	2.90	1.23	1.12
P6-9-6-I	2.00	1.20	1.85	1.67	1.08
P6-6-9-I	1.50	1.60	1.60	1.50	0.94
P6-9-9-I	2.00	1.15	1.70	1.74	1.18
P6-9-6+3-I	1.00	1.05	1.00	0.95	1.00
P6-0-0-II	2.00	2.30	2.45	0.87	0.82
P6-9-6-II	2.00	0.70	2.00	2.86	1.00
P6-6-9-II	1.50	0.80	1.45	1.88	1.04
P6-9-9-II	1.75	0.65	1.80	2.69	0.98
P6-9-6+3-II	0.75	0.60	0.60	1.25	1.25
P6-0-0-III	2.75	2.40	3.10	1.15	0.89
P6-9-6-III	2.00	1.20	1.80	1.67	1.11
P6-6-9-III	1.50	1.00	1.50	1.50	1.00
P6-9-9-III	1.75	1.15	1.75	1.52	1.00
P6-9-6+3-III	1.00	0.85	1.05	1.18	0.95
P9-0-0-I	3.25	3.95	4.05	0.82	0.80
P9-9-6-I	2.50	1.75	2.25	1.43	1.11
P9-6-9-I	1.75	1.70	1.95	1.03	0.90
P9-9-9-I	2.00	1.80	2.00	1.11	1.00
P9-9-6+3-I	1.50	1.65	1.50	0.91	1.00
P9-0-0-II	2.65	3.50	3.92	0.75	0.68
P9-9-6-II	1.90	1.40	2.70	1.36	0.70
P9-6-9-II	1.65	1.25	2.00	1.32	0.83
P9-9-9-II	2.25	1.35	2.50	1.67	0.90
P9-9-6+3-II	1.00	1.05	1.65	0.95	0.61
PO-4. 5-8-I-D	1.20	1.30	1.40	0.92	0.86
P3-4. 5-8-I-D	2.00	1.90	1.95	1.05	1.03
P6-4. 5-8-I-D	2.40	1.82	2.05	1.32	1.17
PO-4. 5-8-II-D	1.00	0.87	0.95	1.15	1.05
P3-4. 5-8-II-D	1.80	1.70	1.80	1.06	1.00
P6-4. 5-8-II-D	2.80	1.69	2.30	1.66	1.22

こゝに、 σ_{tc} 、 E_{cc} 、 μ_c はそれぞれ現場打ちコンクリートの引張強度、弾性係数、引張塑性率を示す。

以下に、表－４－６に示す現場打ち部の曲げひびわれ荷重について考察する。

まず、弾性計算値 Per' について考えてみる。一体 PC 断面では従来の研究報告と同じく、計算値は実験値とかなり良く一致している。

また、合成断面でも PC ロッドの底面を下縁より 3 cm の位置とし、引張応力の小さい領域に埋め込んだ (9-6+3) シリーズでは、プレストレス量と現場打ちコンクリートの種類に関係なく実験値と良く一致していることが認められる。したがって、PC ロッドをこのように配置した場合は、曲げひびわれ耐力が PC ロッドに無関係に現場打ちコンクリートの強さのみから決ることを示している。

これらに対して、PC ロッドを断面の下縁すなわち、引張応力の大きい領域に配置した (9-6)、(9-9)、(6-9) シリーズでは実験値が計算値 Per' を相当に上回っている。この傾向は、とくに断面の全幅に対する PC ロッドの幅の割合の大きいもの、また PC ロッドのプレストレスの多いものほど著しいことが認められる。したがって、このような PC ロッドの配置は、現場打ちコンクリートの種類に関係なく、その見掛けの曲げ強度を増大させるもので PC ロッドの影響を考慮しない式 (4-4) の弾性計算式では説明できないと考えられる。

つぎに、塑性計算値 Per'' について考えてみよう。

表－４－６に示すように、計算値 Per'' は一体断面と合成断面の (9-6+3) シリーズについては上記の弾性計算値 Per' と大きさにあまり差がなく、いずれの計算値でも実験値とかなり良く一致していると考えられる。

塑性計算値と弾性計算値との間に明瞭な差が認められるのは、合成断面の (9-6)、(9-9)、(6-9) シリーズの場合である。この場合は上にも述べたように、断面の全幅に対する PC ロッドの幅の割合の大きいほど、またプレストレストの大きいほど現場打ちコンクリートの曲げひびわれ耐力が増大するが、塑性計算式はこの傾向を良く説明することができる。

したがって、２章・２節・１で述べた塑性計算法は PC ロッドの断面とその配置、ならびにプレストレス量によって相異なるこの種の合成断面の現場打ちコンクリートに対する曲げひびわれ耐力を定量的に求める方法として合理的な方法と考えられるであろう。

2. 破 壊 耐 力

一体断面と合成断面の曲げひびわれの発達状況と破壊の様相の一例を写真－４に示す。

写真に示すように、この種の合成断面に対する曲げひびわれの分散性は一体断面とほとんど差が認められないようである。また、最終的には合成断面と一体断面ともに、曲げスパン内の

表-4-7 破壊荷重

供試体の種類	実験値 $P_u(t)$	計算値 $P_u'(t)$	P_u / P_u'
P3-0-0-I	5.88	6.60	0.90
P3-9-6-I	6.42	8.20	0.79
P3-6-9-I	4.26	6.60	0.65
P3-9-9-I	6.29	6.60	0.95
P3-9-6+3-I	4.42	5.08	0.88
P3-0-0-II	3.00	3.24	0.93
P3-9-6-II	2.91	4.08	0.72
P3-6-9-II	2.97	3.24	0.92
P3-9-9-II	2.50	3.24	0.78
P3-9-6+3-II	2.06	2.48	0.84
P3-0-0-III	5.64	4.44	1.26
P3-9-6-III	4.75	6.24	0.75
P3-6-9-III	4.91	4.92	1.00
P3-9-9-III	4.08	4.92	0.83
P3-9-6+3-III	3.23	3.84	0.84
P6-0-0-I	6.90	6.60	1.04
P6-9-6-I	6.71	8.00	0.84
P6-6-9-I	5.37	6.60	0.81
P6-9-9-I	6.83	5.84	1.17
P6-9-6+3-I	4.82	5.00	0.97
P6-0-0-II	4.37	3.24	1.35
P6-9-6-II	3.70	3.76	0.99
P6-6-9-II	2.86	3.24	0.89
P6-9-9-II	3.40	2.96	1.15
P6-9-6+3-II	2.47	2.24	1.10
P6-0-0-III	5.74	4.98	1.15
P6-9-6-III	6.09	5.88	1.03
P6-6-9-III	4.93	4.92	1.00
P6-9-9-III	5.45	4.80	1.13
P6-9-6+3-III	3.76	3.60	1.04
P9-0-0-I	7.75	6.20	1.25
P9-9-6-I	7.45	7.12	1.05
P9-6-9-I	6.83	6.20	1.10
P9-9-9-I	6.95	5.50	1.26
P9-9-6+3-I	5.65	5.20	1.09
P9-0-0-II	6.55	6.40	1.02
P9-9-6-II	6.03	6.48	0.94
P9-6-9-II	6.22	5.36	1.16
P9-9-9-II	6.55	5.64	1.16
P9-9-6+3-II	4.60	4.16	1.11
PO-4. 5-8-I-D	6.75	6.80	0.99
P3-4. 5-8-I-D	7.40	6.80	1.09
P6-4. 5-8-I-D	8.00	6.80	1.18
PO-4. 5-8-II-D	5.60	4.52	1.24
P3-4. 5-8-II-D	6.00	4.52	1.33
P6-4. 5-8-II-D	6.55	4.52	1.45

コンクリートが圧潰して曲げ破壊を呈した。

破壊荷重の実験値と計算値は表－４－７に示すとおりである。計算値は２章・２節・１で述べた方法で求めた曲げ破壊耐力を示し、現場打ち部がいつれの配合のコンクリートに対しても最大圧縮ひずみを $\varepsilon_u = 0.0025$ とした。

表－４－７から、破壊耐力については以下のことが認められる。

一体断面では、上記の方法で求めた曲げ破壊耐力と同等もしくはそれを上回る耐力が発揮されていることがわかる。

一方、合成断面ではＰＣ鋼棒の有効高さと現場打ちコンクリートが同一であっても、一体断面に較べて破壊耐力がやや低下しているようである。

しかし、合成断面でもＰＣロッドのプレストレスが６０％より大きい場合には、ＰＣロッド部と現場打ち部間の付着が完全であると仮定して求めた曲げ破壊耐力の計算値と同等もしくはそれ以上の曲げ耐力がえられている。これに対して、プレストレス量が３０％の場合は、全供試体を平均して考えると、実験値は計算値より１７％程度小さい値を示している。このようにＰＣロッドを用いた合成断面ではプレストレスの大きさによって曲げ破壊耐力はやや異なった様相を呈するようである。

3. コンクリートのひずみ（応力）

曲げスパン内におけるコンクリートの圧縮ひずみの実験値と計算値を対比して表わしたものの一例を図－４－７に示す。

実験値は断面の上縁から１ｃｍ下方の位置において、検長２０ｃｍのホイットモアー型ひずみ計を用いて測定した２０ｃｍ区間の平均圧縮ひずみである。

一方、計算値は２章・２節・１に述べたように、ＰＣロッド部と現場打ちコンクリートの塑性域を含めた応力～ひずみ関係を圧縮、引張応力に対してともに完全弾塑性で近似し、打継面での付着が完全であると仮定して求めたものである。

図示のように、計算値は曲げひびわれの発生を境に不連続な変化を示し、この附近では実状にそぐわない面がある。しかし、一体断面と同様にＰＣロッドの断面の大きさ、配置、現場打ちコンクリートの種類等の条件を変えたいつれの合成断面に対しても、全荷重域を通じて実験値とかなり良く合致しているといえるであろう。

したがって、この種の合成断面においても、ＰＣロッド部と現場打ちコンクリートの応力～ひずみ関係の特性を考慮することによって、終局状態までの断面応力の解析を一体断面と同様に行なうことが可能である。

4. 曲 げ 剛 性

図-4-8は、P C ロッドのプレストレスと現場打ちコンクリートの種類を固定としたものについて、P C ロッドの断面の大きさおよびその配置と曲げ剛性の変化の関係を示したものである。

同図によると、一体P C 断面では初期剛性の持続区間が最も長く、次いで合成断面の(9-6)、(9-9)、(6-9)、(9-6+3)の順になっている。これは曲げひびわれ耐力と関係するもので、前記1.のひびわれ耐力の項で述べたとおりである。

同図のように、供試体(9-6+3)のようにP C ロッドを配置した場合には、曲げひびわれ耐力がR C 断面と相異なることは前記のとおりで、この時は変形特性も一体P C 断面とかなり異なっている。しかし、P C ロッドを断面下縁の引張応力の大きい領域に埋め込んだ場合は、それに較べて一体P C 断面にある程度近い変形特性を示すことが認められる。

つぎに、2章・2節・1の方法で求めた曲げ剛性の計算値を実験値と比較したものが図-4-9である。計算値ではP C ロッド部に曲げひびわれが発生すると(現場打ち部の曲げひびわれ荷重<P C ロッド部の曲げひびわれ荷重であるが、現場打ち部に曲げひびわれが発生すると引張応力のP C ロッド部への著しい移行が生ずるので、本供試体の場合は両者の差がきわめて小さい)、曲げ剛性の変化が不連続に、急激に低下している(計算値は同図の点線)。実験では連続した滑らかな低下曲線を示しているが、これは計算値が曲げひびわれの発生した断面のみを対象としているのに対して実験値は20cm区間の平均剛性を示すためと考えられる。

しかし、ここで述べた計算方法は、P C ロッドの断面の大きさ、配置の型式、プレストレスの量が曲げ剛性の変化に与える特性を比較的良く説明しうると考えられるであろう。

一方、図-4-10は2章・2節・3の式(4-5)で求まるM~K曲線を実験値と比較したものの一例を示したものである。

それによると一体断面と同様に合成断面でも式(4-5)は、 M_{cr} 、 M_u 、 K_e 、 K_u を説明したような値に採ることによって、曲げひびわれの発生以後の曲げ剛性の変化をかなり良く表わす実験公式と考えられる。詳細にみると、合成断面では曲げひびわれ発生以後の剛性は同式の値よりやや小さいようで、同式で仮定されている2次放物線よりもう少し急激な剛性低下を表わす曲線式で仮定した方が一層望ましいようである。

5. た わ み

図-4-11-(1)(2)は、実験の結果にもとづいて合成断面の総たわみと残留たわみ(荷重を0.1tに下げたときのたわみ)を一体断面のものと比較した一例を示したものである。

それによれば、合成断面は一体断面に較べると荷重~たわみ曲線の折曲りが早く現われ、し

かも断面の全幅に対するP C ロッド幅の割合の小さい方がこの傾向が著しい。また、(9 - 6 + 3) は他のものに較べて折曲りが著しく早い。これは曲げ剛性の項で説明したと全く同じで¹⁾第1編の図- 1 - 9 に示す結果と同様の傾向を示していることがわかる。

また、P C 鋼棒の有効高さが同一であっても、曲げひびわれの発生以後から破壊に至るまでの合成断面のたわみは一体断面のものより大きいこと、また合成断面ではP C ロッドの幅の小さい方がたわみの大きいことが示されている。これは、主に両者での曲げひびわれ耐力の差に原因すると考えられるが、せん断スパン内におけるP C ロッド部と現場打ち部間の一体性もある程度影響しているのではないかと推察される。

つぎに、図- 4 - 11 - (2) によると現場打ち部が普通、軽量コンクリートの場合ともに、合成断面の残留たわみは一体断面よりやや大きいことが認められる。しかし、破壊に近い状態でも残留たわみは総たわみの5 ~ 10 % の範囲にあり、変形の回復性は優れているとみなせよう。

一方、図- 4 - 12 に示すたわみの計算値と実験値を比較した結果について考えてみよう。

P C ロッドを配置した合成断面に対する式(4 - 5) のM ~ K 曲線の仮定については、その妥当性が明らかなことは先の曲げ剛性の項で示したとおりである。したがって、同式のようなM ~ K 関係を仮定した合成断面のたわみの計算値は、図- 4 - 12 のように破壊に至るまでのたわみをかなり良く示しているといえるであろう。

詳細にみると、荷重が大きくなると合成断面では計算値の方が小さく、一体断面では計算値の方がやや大きいようである。

4 章 結 論

こゝでは、現場打ちコンクリートの引張領域に P C ロッドを埋め込んだ合成断面の曲げおよび変形特性を実験的、理論的に考察し、この種の合成断面の効果について検討した。

本研究からえられた結果を要約すれば以下のとおりである。

- 1) P C ロッドの配置は現場打ちコンクリートに対する曲げひびわれ耐力に影響を及ぼすものである。断面下縁の引張応力の大きい領域に P C ロッドを配置した場合は、現場打ちコンクリートに対する曲げひびわれ耐力が P C ロッド断面の割合とプレストレスの量が多いほど増大することが明らかとなった。この曲げひびわれ耐力は、現場打ちコンクリートと P C ロッド（プレストレスの影響を考える）のそれぞれに対して塑性域を含めた応力～ひずみ関係を考慮した 2 章・2 節・1 で提案した塑性計算法によってはじめて合理的に解析できるのである。

- 2) P C ロッドに適当なシアコネクタを配置した本供試はりでは、曲げひびわれの分散性は一体はりとは変るところが認められなかった。

また、P C ロッドにシアコネクタを配置することによって、現場打ちコンクリート間との付着破壊を防止しうること、さらに曲げ破壊耐力はプレストレスがかなり小さい場合（本試験の結果では 30%）を除くと一体断面と同様の方法で求めうることが明らかにされた。

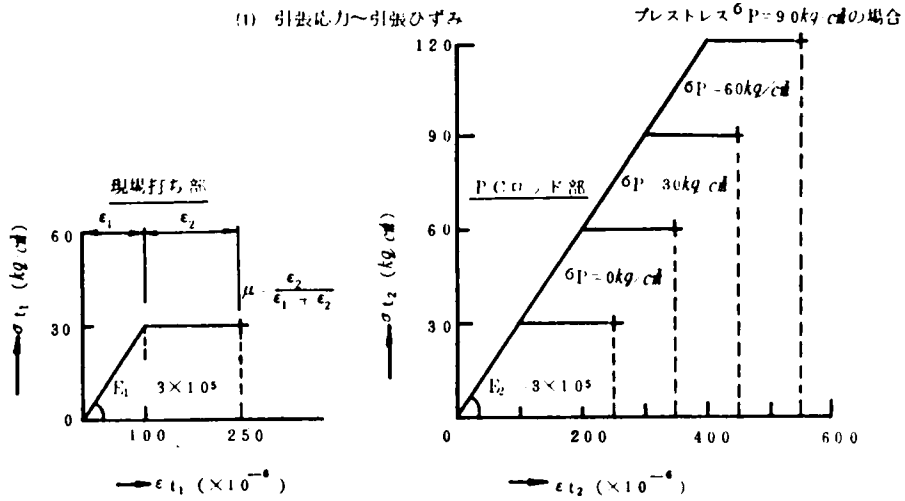
- 3) P C ロッドを断面下縁の引張応力の大きい領域に埋め込んだ場合の曲げ剛性は一体 P C 断面にある程度近い特性を有することが認められた。また、破壊に至るまでの曲げ剛性の変化ならびに曲げ応力は上記の塑性計算法で比較的良く求めうることが示された。しかし、曲げひびわれの発生附近では実情にそぐわない面がありこの点は検討を要すると考えられた。
- 4) 破壊に至るまでの曲げ剛性を表わすものとして式（4-5）は相当に精度の良い実験公式と考えられた。したがって、これを用いることによってこの種の合成断面のたわみをかなり良く求めうることが示された。

このように、P C ロッドを利用した合成断面の利点はとくに上記の 1) の点にあると考えられる。P C ロッドの利用法の 1 つとして、連続合成はりの現場打ちコンクリート内に埋め込み、負のモーメントに抵抗させた場合について、第 5 編・4 章において詳述することにする。

〔 第 4 編 文 献 〕

- 1) N. H. Burns : “Development of Continuity Between Precast Prestressed Concrete Beams” P.C.I. Journal, Vol.11, № 3, June 1966
- 2) 郡, 柳下, 原 : “ロッド方式 P C 舗装について”, プレストレスコンクリート, Vol.13, № 4, 1971. 8
- 3) 岡村, 高橋, 松本 : “プレキャスト P C 部材で補強したコンクリート合成はりの曲げ性状” 土木学会第 26 回年次学術講演会講演集, 第 5 部, 1971
- 4) 大浜, 小林, 小笠原 : “プレキャスト P C ロッドによる断面の補強効果について”, セメント技術年報, XXV, 1971
- 5) 大浜, 小林, 小笠原 : “P C ロッドを用いたコンクリート合成断面の挙動について”, 土木学会第 26 回年次学術講演会講演集, 第 5 部, 1971
- 6) 坂, 岡田, 六車 : “プレストレスコンクリート” 朝倉書店
- 7) 坂, 岡田, 六車 : “プレストレスコンクリート梁の亀裂荷重について” 材料と設計, Vol. 1, № 4, 1955. 11
- 8) 岡田 : “P S コンクリート部材の亀裂荷重とコンクリートの曲げ引張強度について” 土木技術, 第 10 巻, 第 12 号, 1955. 12

図-4-1 合成断面の引張り～引張りずみ



(2) 合成断面における
引張り～引張りずみ

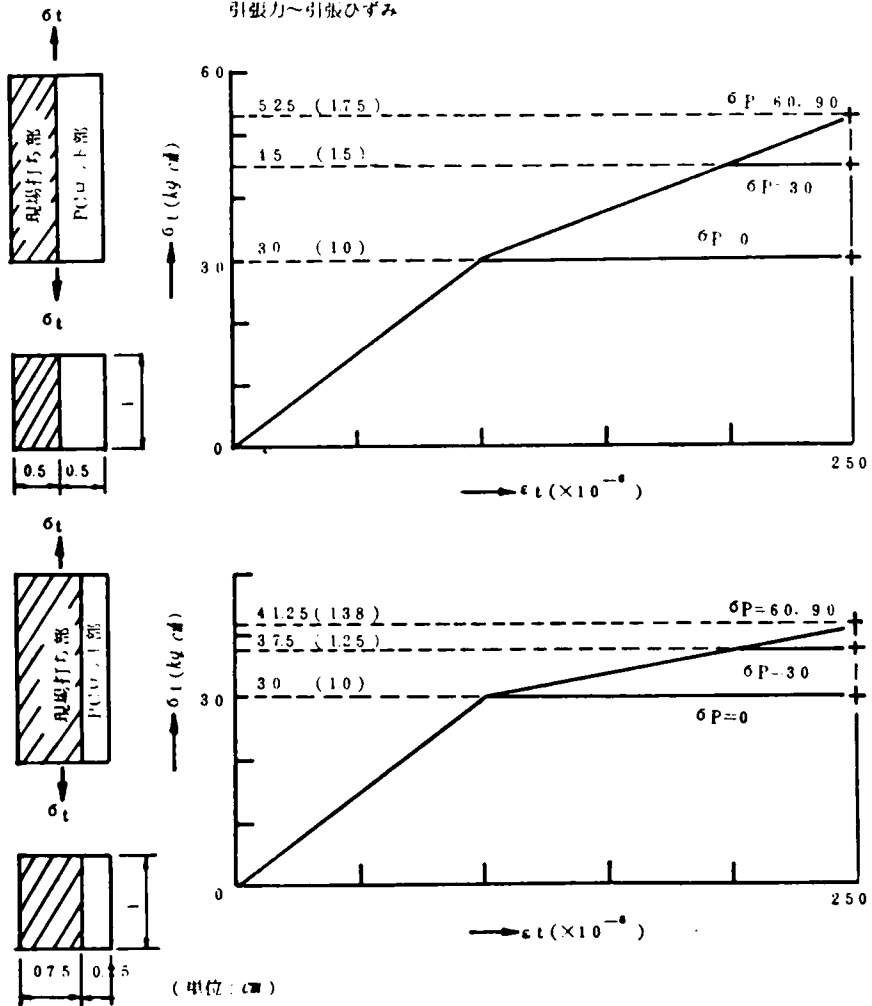
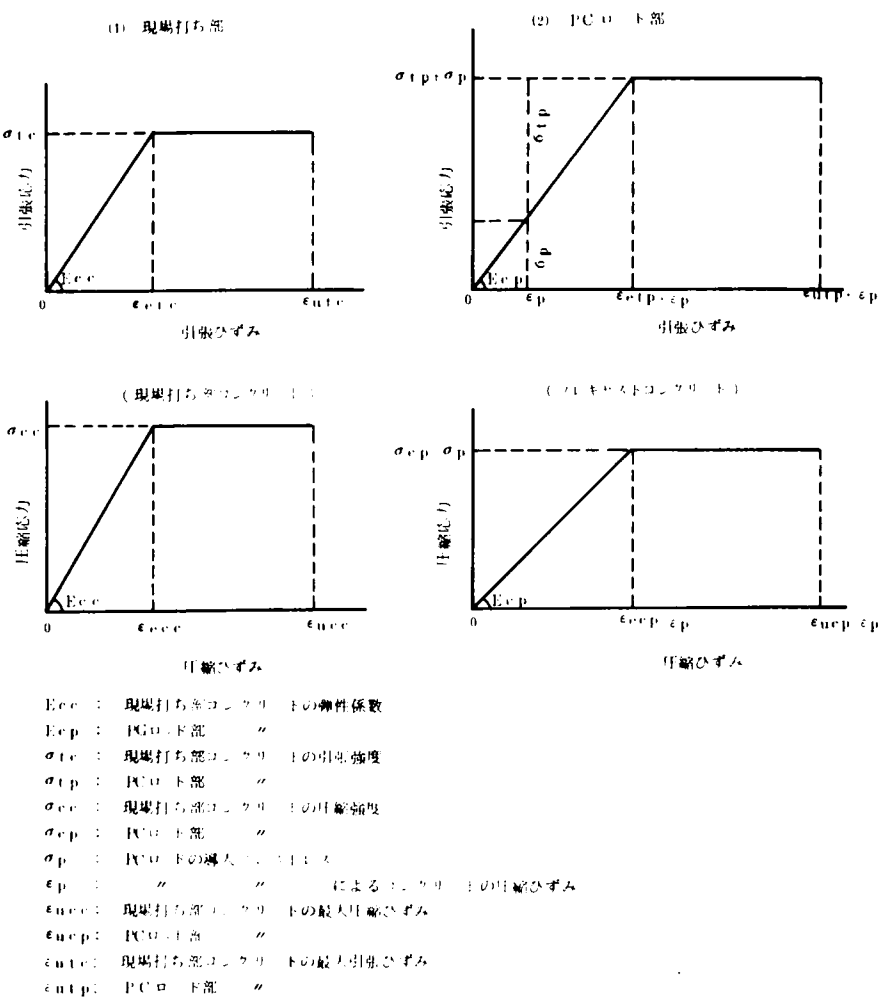


図 4 2 コンクリートの圧縮応力、引張応力～ひずみ曲線



4 3 合成断面

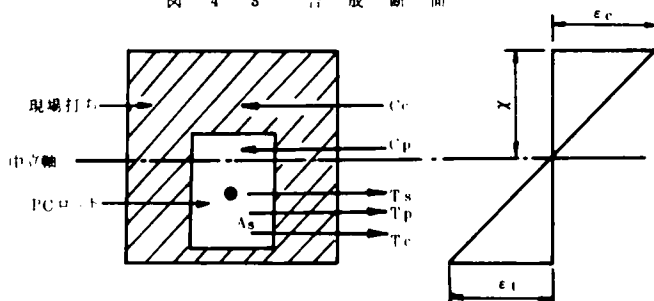


図 4 4 供 試 体 の 断 面

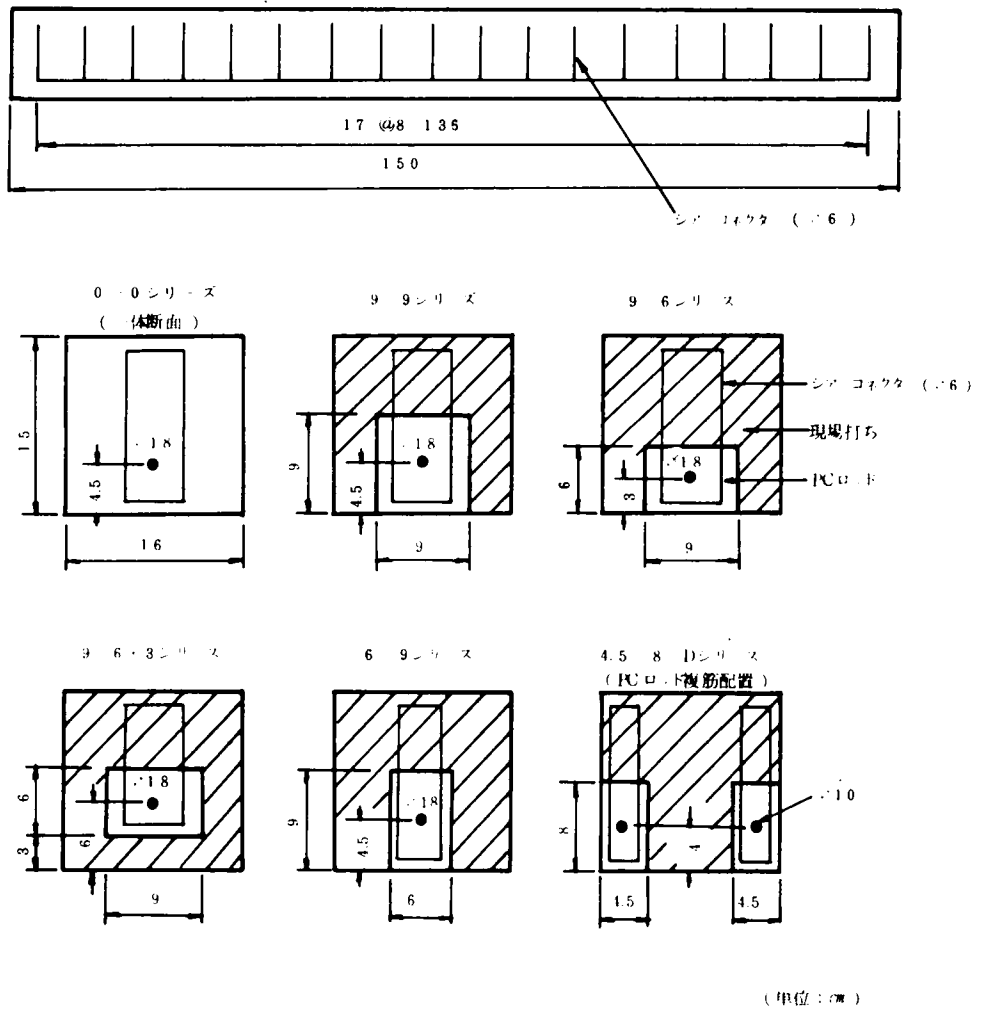


図 4 5 は り の 載 荷 試 験

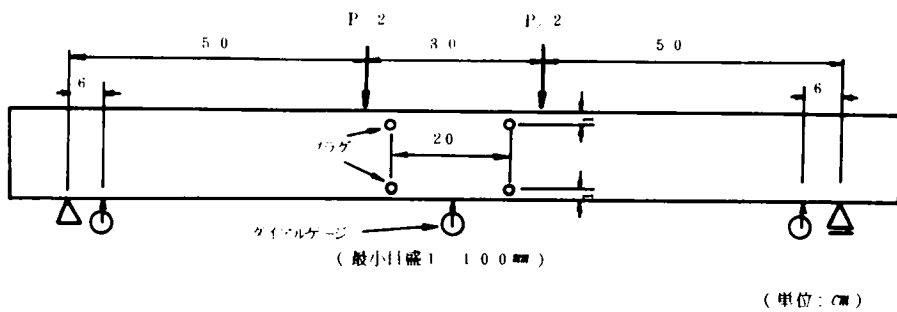


図 4 6 乾燥収縮ひずみとクリープ係数

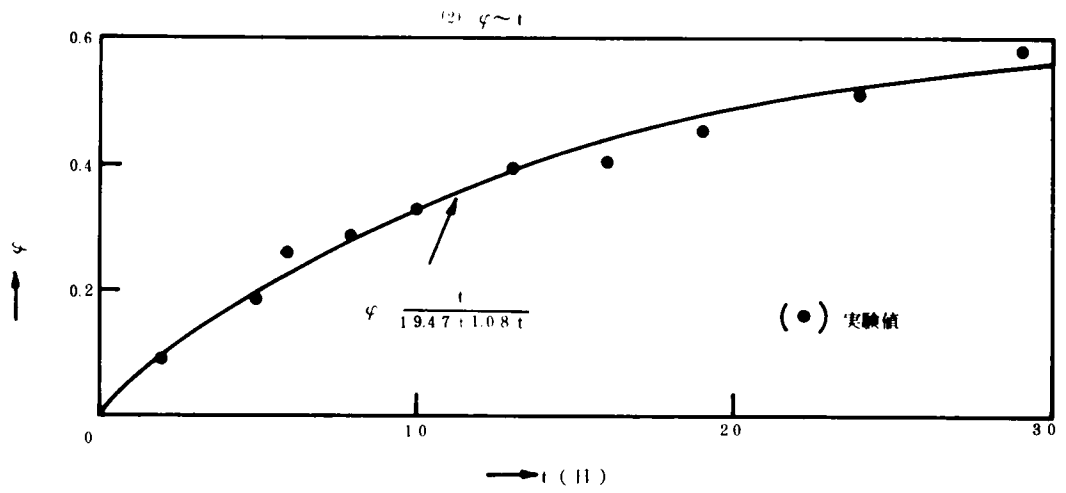
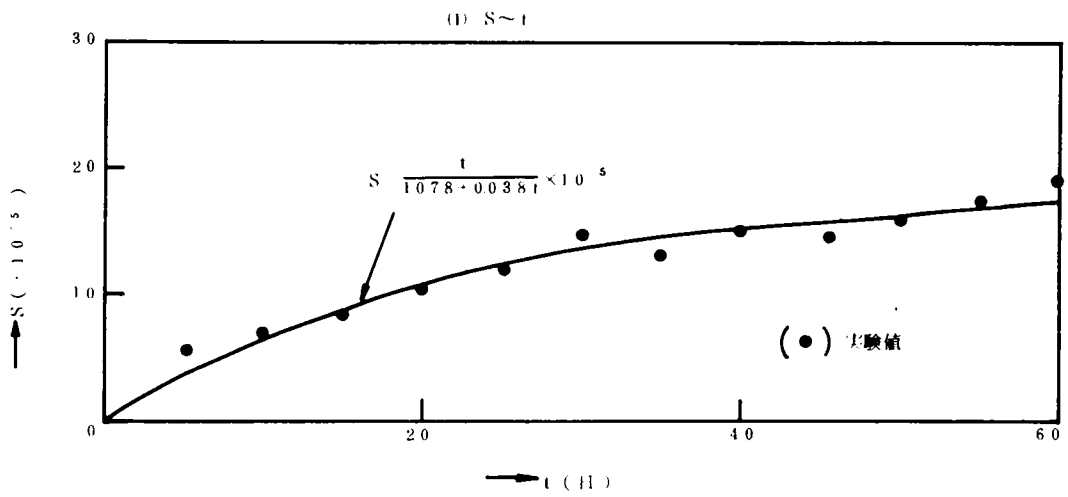


図 4 7 圧縮応力（ひずみ）の実験値と計算値

(1) 現場打ち部：配合1

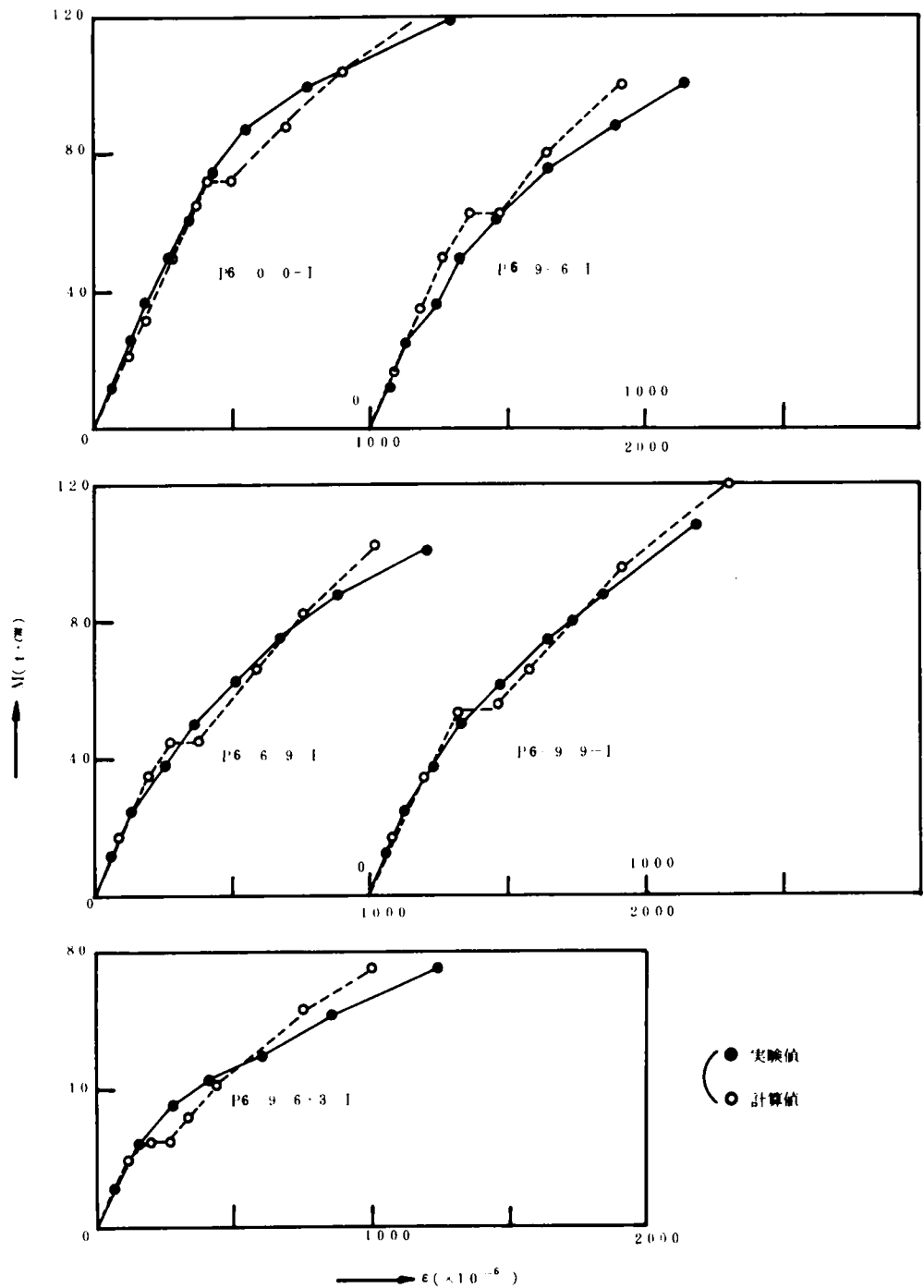


図 4-7 圧縮応力 (ひずみ) の実験値と計算値

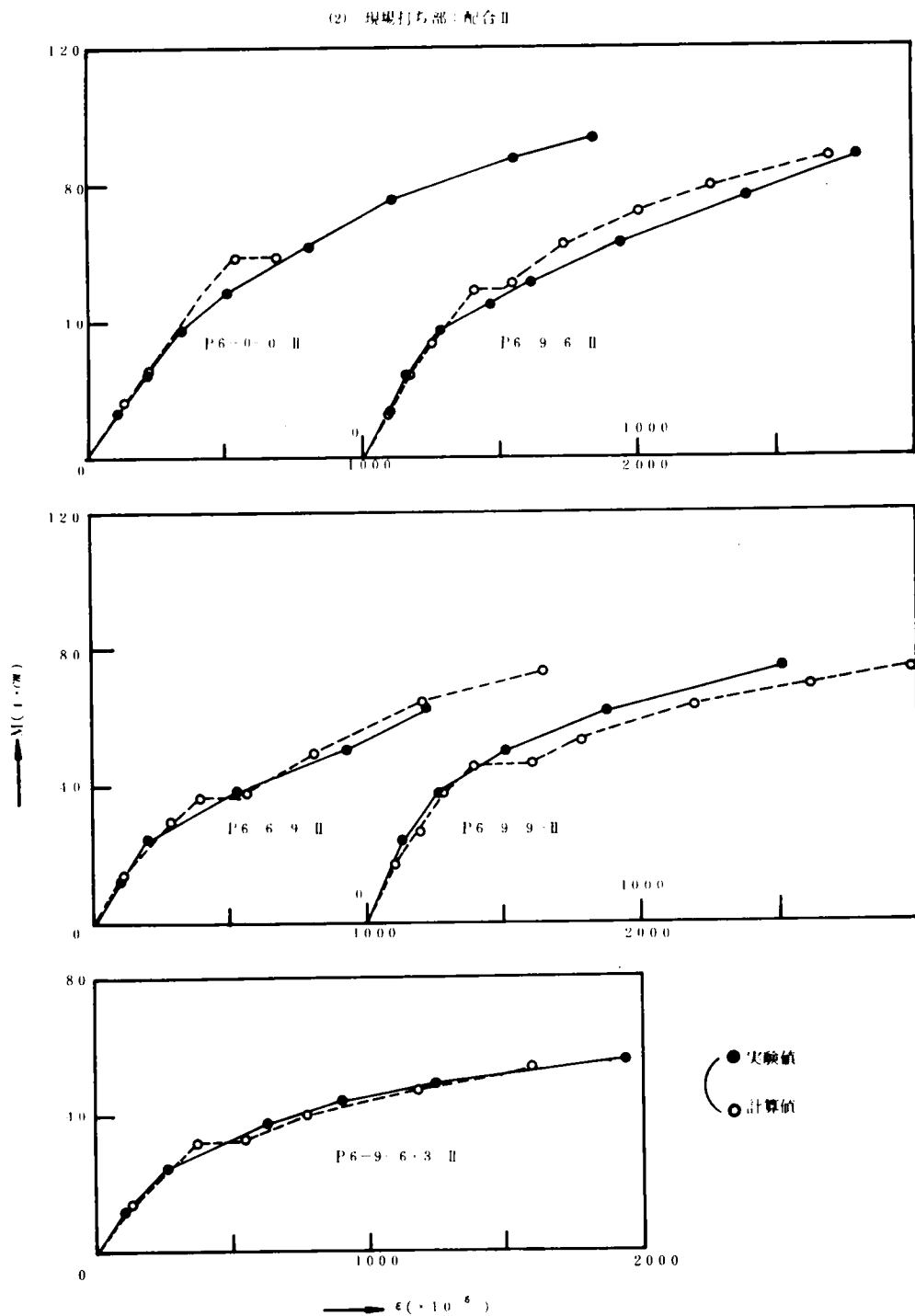


図 4 7 圧縮応力（ひずみ）の実験値と計算値

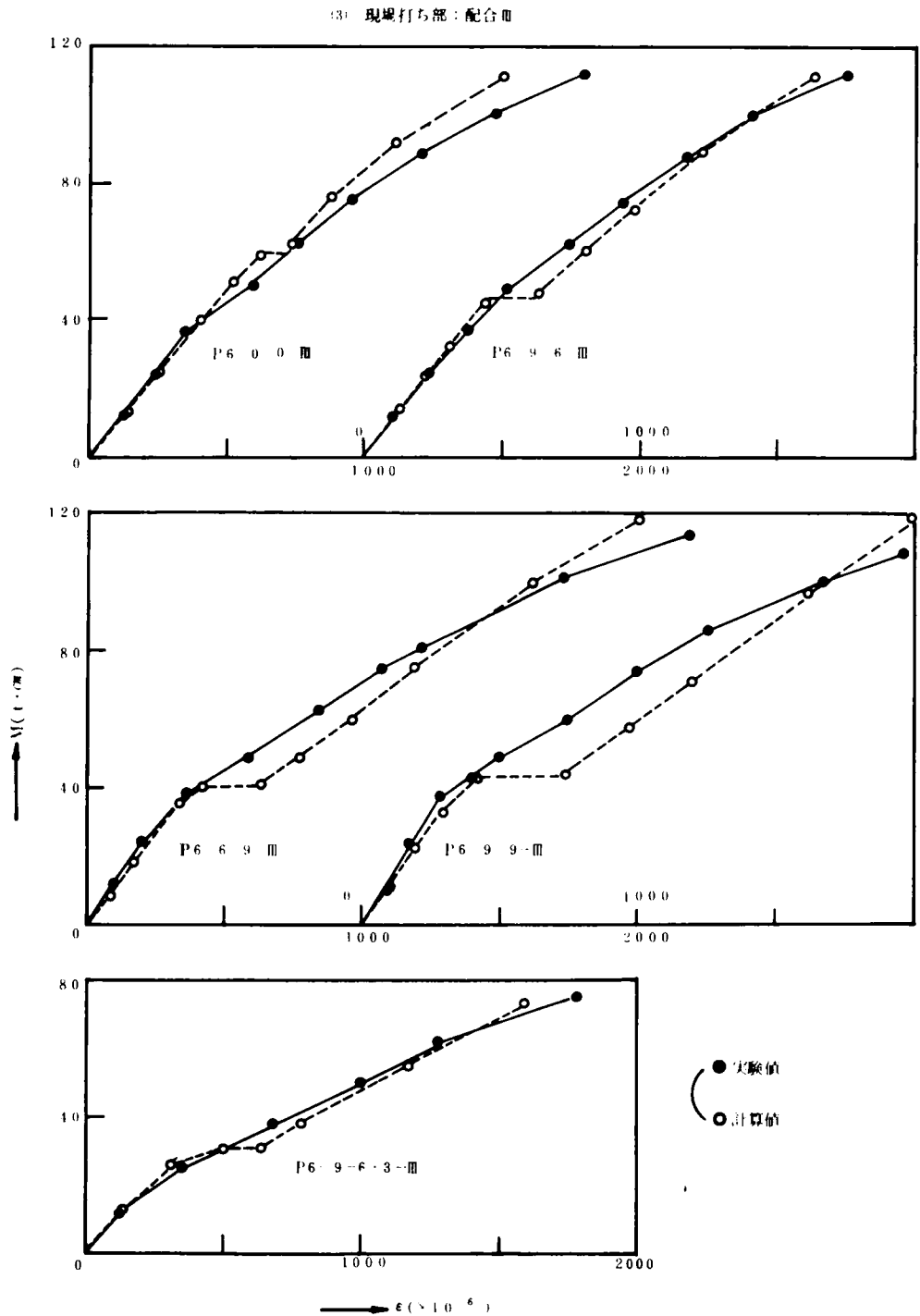


図 4 8 P C ロッドが曲げモーメント～曲げ剛性関係に及ぼす影響

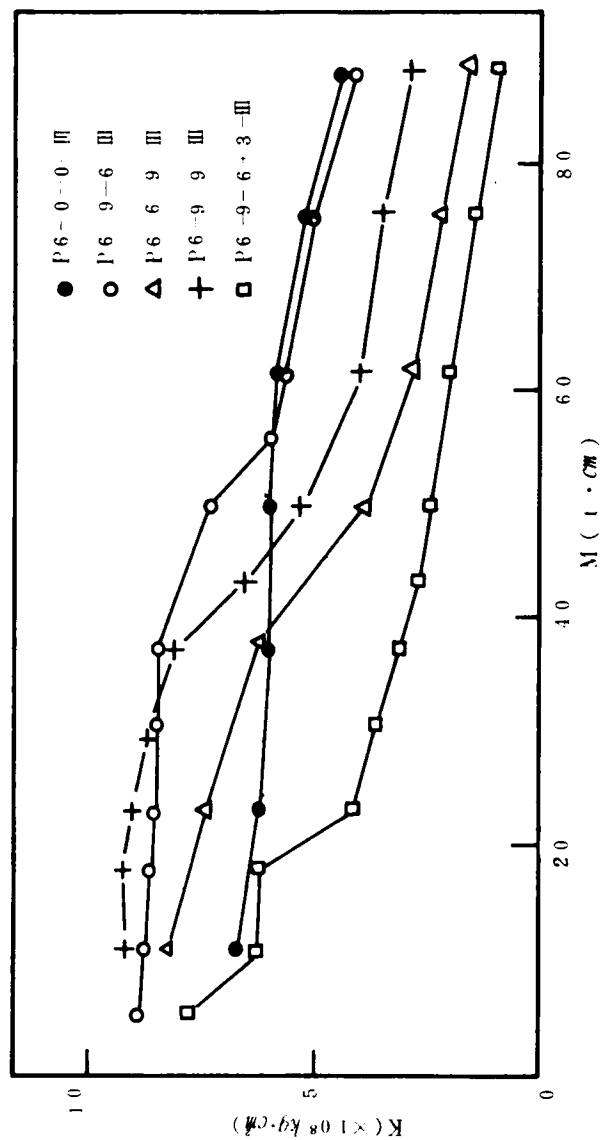


図 4 9 曲げ剛性の計算値と実験値

○ 計算値
● 実験値

(1) 現場打ちコンクリートの配合工(普通コンクリート)

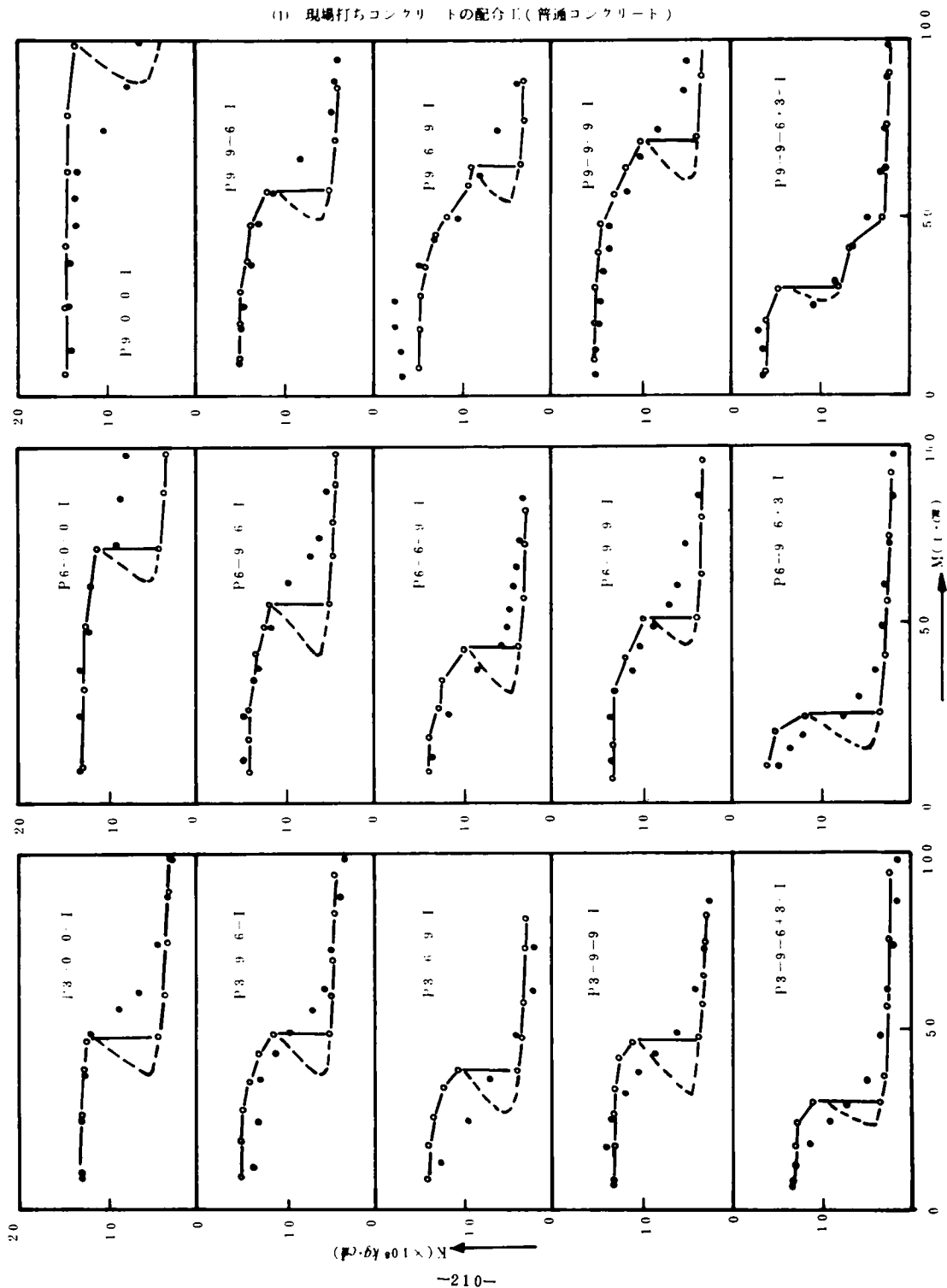
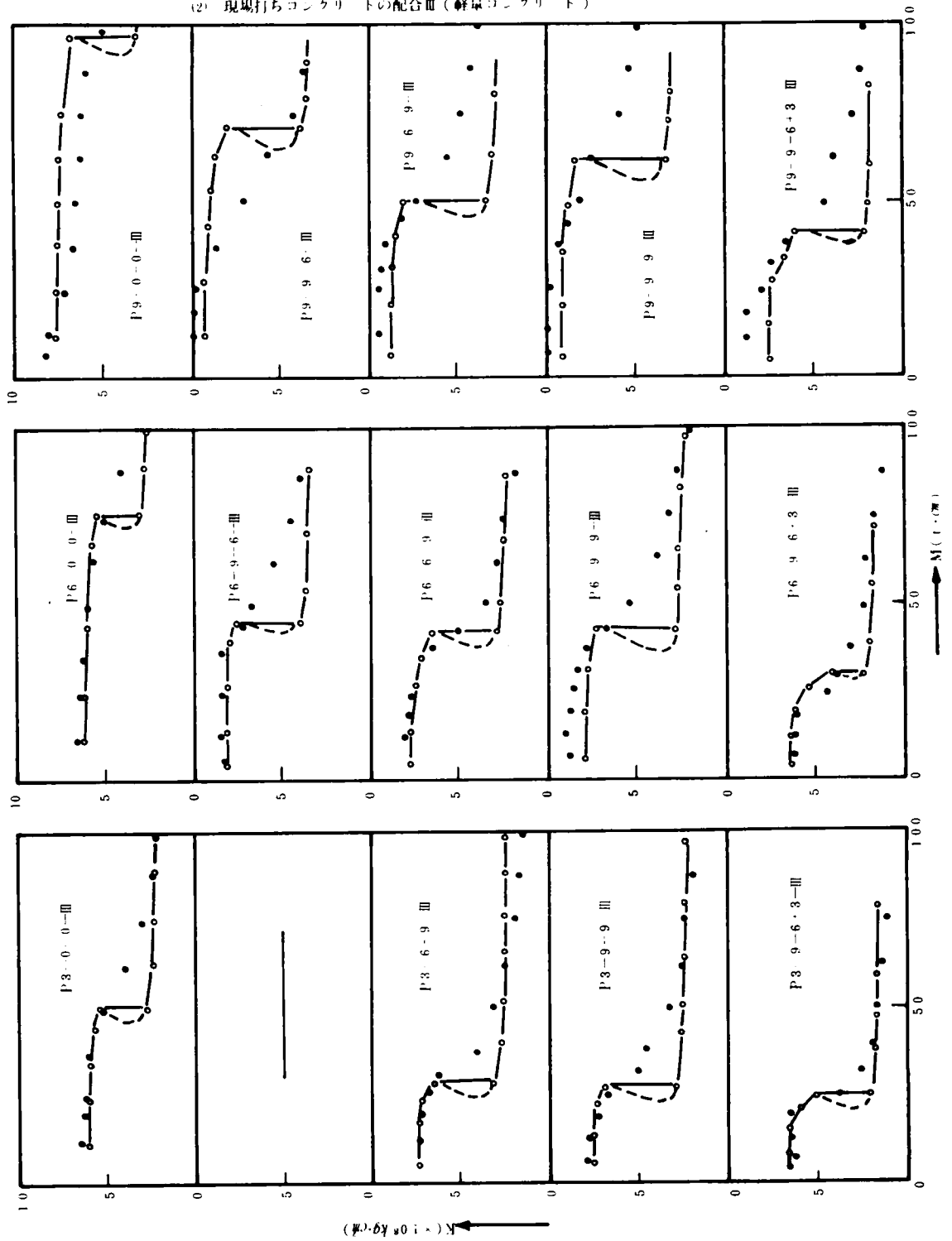
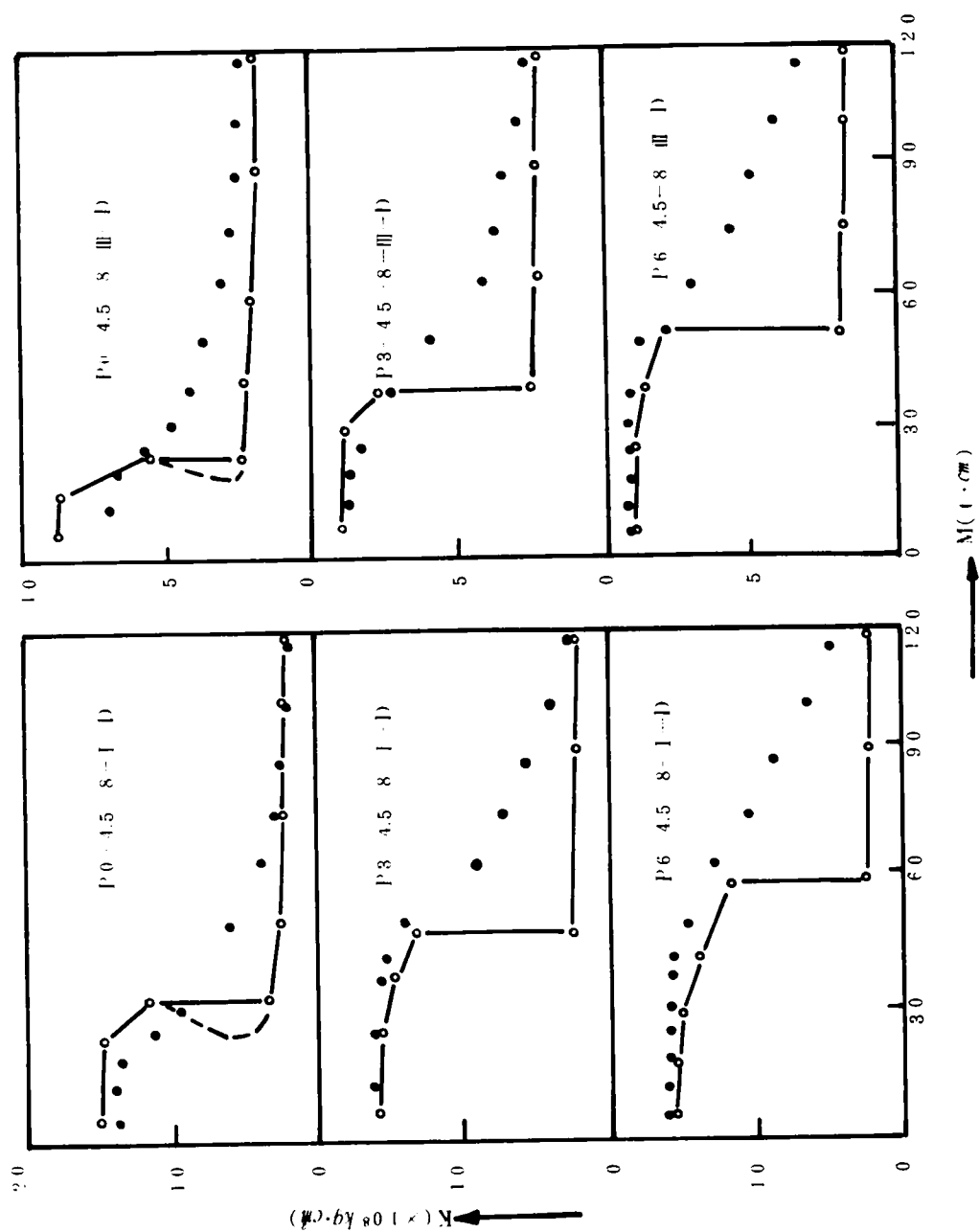


図 4 9 曲げ剛性の計算値と実験値 (○ 計算値 ● 実験値)

(2) 現場打ちコンクリートの配合Ⅲ (軽量コンクリート)





3) PC ロッドを複筋配置したもの

図-4-9 曲げ剛性の計算値と実験値 (○ 計算値 ● 実験値)

図 4 10 曲げ剛性の実験値と式 (4 5) の比較

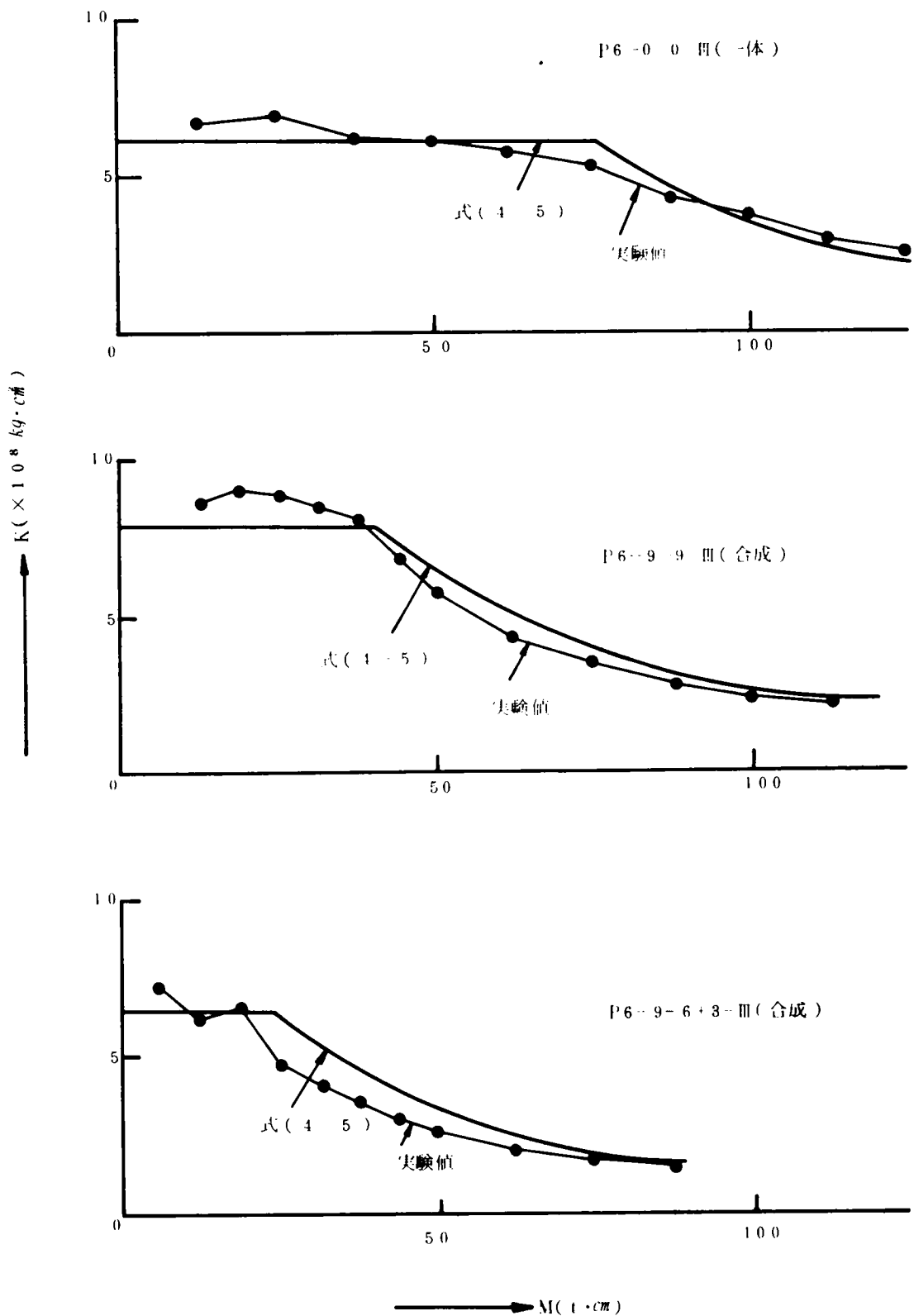


図4-11 合成断面と一体断面のたわみの比較

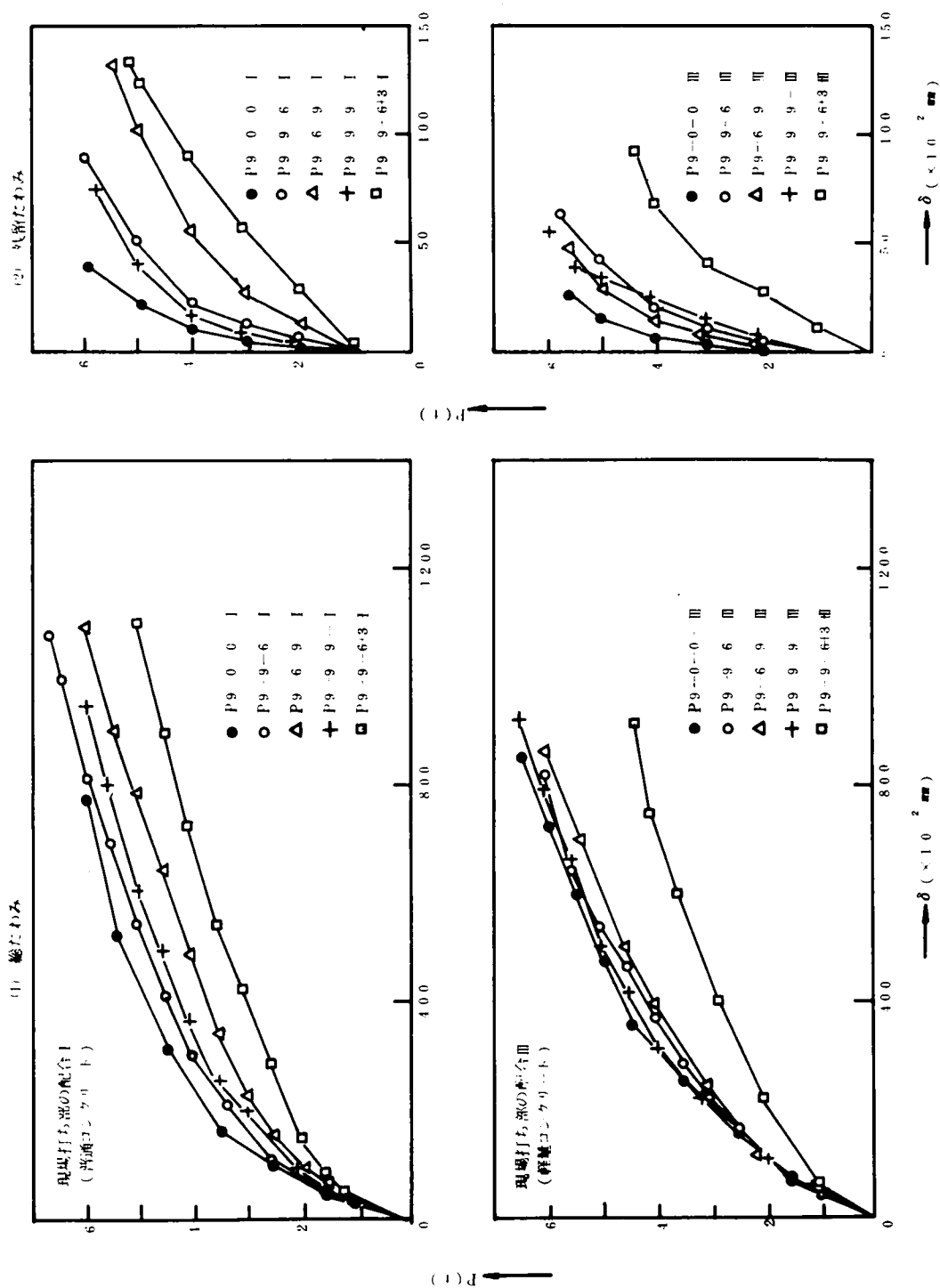
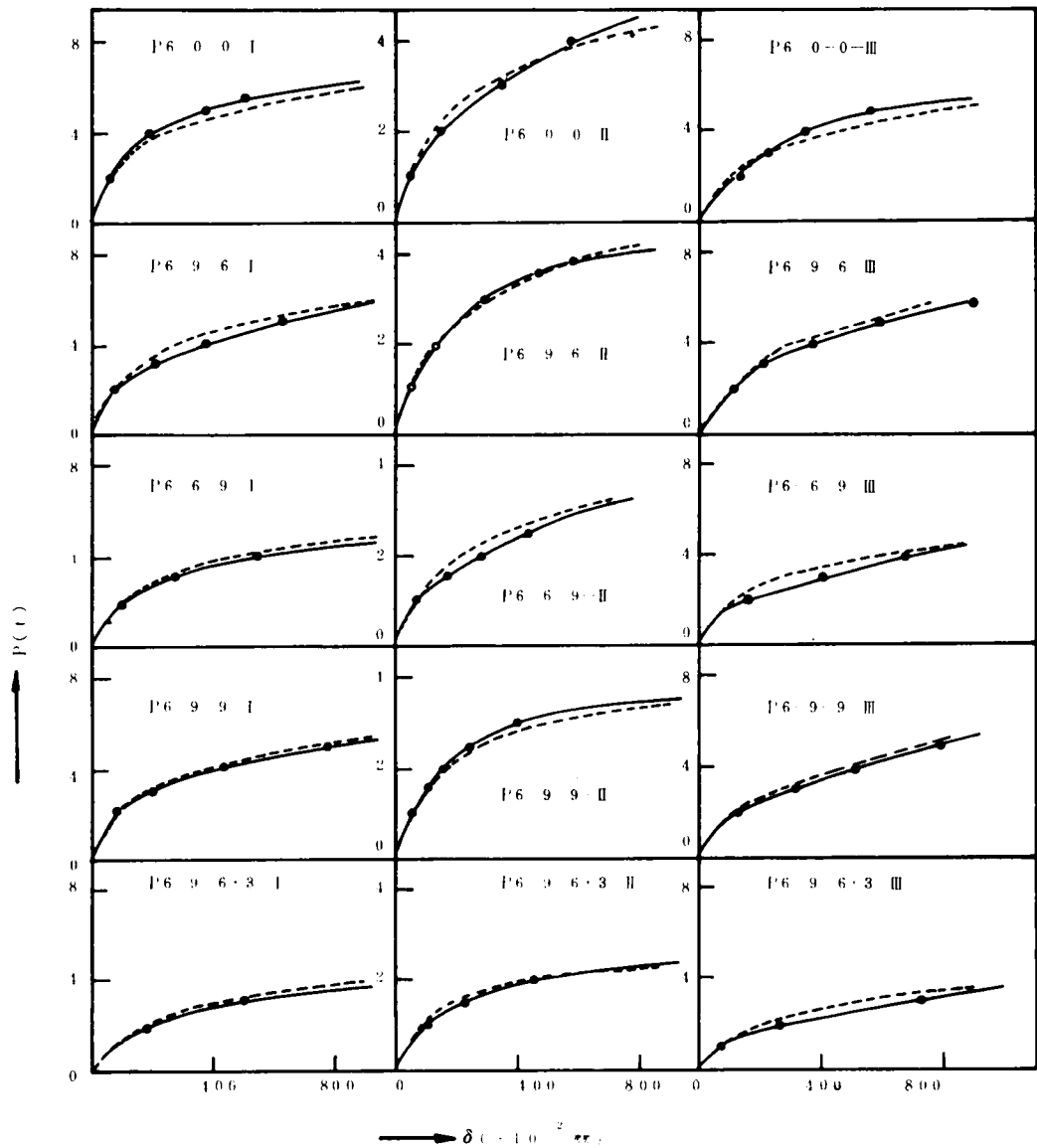
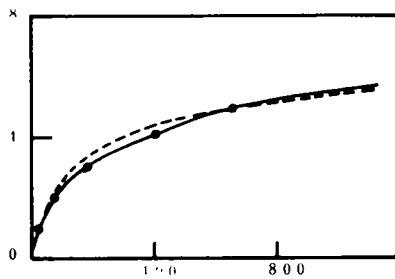


図 4 1 2 たわみの計算値と実験値



(P-C ロットを複筋配置したもの)



(—●— 実験値
 (--- 計算値

写真 4 - 1 ひびわれの状況



・ 体



・ 合成



第5編 プレキャストコンクリートを利用した連続 合成はりに関する研究

1 章 概 説

一般に、連続はりが単純はりに較べて有利とされる点は、1) スパン中央部の正のモーメントが単純はりに較べて小さくなるのでこの部の正鉄筋あるいはプレストレス力の減少が可能であること、またこれと同時にたわみが減少すること、2) 単純はりでは終局耐力が限界断面の極限曲げ耐力に支配されるのに対して、連続はりでは一断面のモーメントが極限曲げ強さに達しても、モーメントの再分配が生じて崩壊のメカニズムに達するまでは破壊が生じないこと、3) 中間支点部でジョイントがないので走行感が快適であること、単純はりに較べてジョイントの施工とその維持費が減少することなどが挙げられる。

プレキャストコンクリートを利用した連続はりについてすでに第1編・3章で述べたような種々の型式がある。

本編では、それらのうち合成はりの型式を連続はりに応用した連続合成はりを対象としている。この場合、打継部に引張応力を生じせしめる負のモーメントに抵抗させる方法としては、すでに第1編で述べたように無応力筋の配置によってRC断面とするもの¹⁾、またプレキャストPC材(PC²⁾ロッド)の配置によるものがある。後者は、現場打ち部断面のみにプレストレスの導入が困難な連続合成はりのような場合に適切な方法ではないかと考えられる。

連続合成はりに関する試験と施工例については第1編に述べたようなものが報告されている。しかし、破壊に至るまでのモーメントの再分配やたわみの変化、ならびにひびわれの発達状況と破壊耐力など力学的諸特性に関して、一体はりに対する理論式の適用性が明確にされているとはいえず検討を要する点も多い。また、実験条件も比較的少なく、設計上の資料としては十分とはいえないようである。

こゝでは、次の2章と3章で無応力筋の配置による方法を取上げ、上の問題を検討した。とくに3章では従来報告のない軽量コンクリートを打継いだ連続合成はりの基礎的特性について考察を加えている。一方、4章ではPCロッドを配置する方法を取上げて上記の力学的諸特性を考察し、その効果について検討している。

なお、コンクリートの乾燥収縮ひずみとクリープひずみに起因する連続合成はりの2次的不静定モーメントに関する問題は第7編の5章で取扱うことにする。

2 章 無応力筋の配置による方法 — 普通コンクリートを打継いだ場合 —

本章では、打継部に無応力筋を配置することによって、中間支点部の連続性を与える方法について述べる。とくに、ここでは中間支点部における鉛直打継面の存在が、この種の連続合成はりの前記の力学的諸特性に与える影響を検討した。

3)

1 節 中間支点部の基礎的特性

こゝでは、まず鉛直打継面を有する連続合成はりの中間支点部の特性を検討するために、この部分を取り出した単純はりに対して載荷試験を実施した結果について述べる。

1. 試験の概要

1) 供試体の種類

供試体は図-5-1のように、スパンの中央部に鉛直打継面を有するものと、比較のためにその無いものの2種類とした。前者は連続合成はりの中間支点部、後者はスパン中央部に対応するものである。

供試体は、プレキャスト部の配合強度を全て400 $\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ とし、打継部は200、400 $\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ の2種類とした。また、引張主鉄筋量は $A_s = 2-D10$ 、 $2-D13$ 、 $2-D16$ の3種類とした。ただし、鉛直打継面のないものでは $A_s = 2-D13$ のみとした。

供試体の種類は表-5-1に示すとおりである。

表-5-1 供試体の種類

供試体の記号		コンクリートの圧縮強度($\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$)		主 鉄 筋 (引 張)	鉛直打継 面の有無
		プレキャスト部	打 継 部		
200 $\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ 打 継 ぎ	RS-2	400	200	2-D13	無
	RS-2-10	〃	〃	2-D10	有
	RS-2-13	〃	〃	2-D13	〃
	RS-2-16	〃	〃	2-D16	〃
400 $\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ 打 継 ぎ	RS-4	400	400	2-D13	無
	RS-4-10	〃	〃	2-D10	有
	RS-4-13	〃	〃	2-D13	〃
	RS-4-16	〃	〃	2-D16	〃

2) 使用材料と示方配合

セメントはプレキャスト部、打継部ともに住友社の普通ポルトランドセメント、一方骨材には細骨材として長良川産の川砂（比重 2.59，F.M 3.26），粗骨材として木曽川産の川砂利（最大寸法 15 mm，比重 2.68，F.M 7.03）を用いた。

また，引張主鉄筋には川崎製鉄社製の異形丸鋼 D 10，D 13，D 16（SD 30），水平打継面のシアーコネクター（スターラップと兼用）には同社製の普通丸鋼 ϕ 6（SR 24）を使用した。

配合強度 200，400 型のコンクリートの示方配合は表 5-2 に示すとおりである。

表 5-2 コンクリートの示方配合

配合 強度 (%)	粗骨材の 最大寸法 (mm)	スランブ (cm)	空気量 (%)	水セメン ト比 W/C (%)	細骨材率 s/a (%)	単 位 量 (kg)				混和剤
						水 W	セメント C	細骨材 S	粗骨材 G	
200	15	5 + 1	2.5	65.0	51.7	167	257	1110	1036	チュー ボール
400	15	5 + 1	2.5	38.6	47.5	162	420	847	935	チュー ボール

3) 供試体の作製方法

プレキャスト部は打設後 1 日で脱型し，材令約 4 週でコンクリートを打継いだ。

プレキャスト部の水平打継面は粗骨材最大寸法の 1/5 程度の凹凸を有する。一方，鉛直打継面は型枠の側板に接して打設した関係で平滑であるが，1 日で脱型後ワイヤブラシで目荒しを施した。

打継ぎ完了後約 4 週で載荷試験を実施したが，プレキャスト部の作製から載荷試験時まで供試体はいつでも“ぬれむしろ”で覆って実験室内で養生した。

なお，はり供試体の作製と同時に，圧縮強度，引張強度，弾性係数を測定するためのシリンドー供試体（10 \times 20 cm）を各 3 本ずつ作製した。

4) 試験方法

図 5-1 に示すように，スパン 100 cm の単純はりに対してその中央に線荷重を加えた。各荷重階で，最小目盛 1/100 mm のダイヤルゲージを用いてスパン中央のたわみを，またスパン中央で断面の上，下縁から 2 cm の位置の圧縮，引張ひずみを検長 20 cm のホイットモアー型ひずみ計で測定した。

2. 試験結果と考察

1) 曲げひびわれと破壊耐力

曲げひびわれ荷重と破壊荷重は表-5-3に示すとおりである。

表-5-3 試験結果

供試体の記号		コンクリートの 圧縮強度 (MPa)		曲げひび われ荷重 の実験値 P _{cr} (t)	破 壊 荷 重			破壊型式
		プレキャス ト部	打 継 部		実験値 P _u (t)	計算値 P _u ' (t)	P _u /P _u '	
200 MPa 打 継 部	RS-2	461	157	2.0	7.3	5.4	1.35	曲 げ
	RS-2-10	359	171	1.5	4.4	3.6	1.22	〃
	RS-2-13	348	188	1.6	5.9	5.4	1.09	〃
	RS-2-16	348	188	1.7	7.4	7.8	0.95	せん断
400 MPa 打 継 部	RS-4	461	409	2.0	7.6	5.9	1.29	曲 げ
	RS-4-10	331	312	1.5	5.2	3.8	1.36	〃
	RS-4-13	331	312	1.8	7.3	5.8	1.26	〃
	RS-4-16	359	345	2.0	12.0	9.1	1.32	〃

表-5-3によると、引張主鉄筋量が同一のもので比較すると、鉛直打継面を有する場合の曲げひびわれ荷重はそれの無いものに較べて小さいようである。しかし、断面の引張側に位置するコンクリートの強度を考慮すると、両者で実質的には差がないと考えられる。

一方、破壊はRS-2-16はり（打継部強度200MPa、引張主鉄筋量2-D16）では斜ひびわれによるせん断破壊を起したが、他の供試体はいずれもスパン中央部で曲げ破壊を呈した。曲げ破壊を呈した⁴⁾ものでは、コンクリートの圧縮応力の分布を矩形と仮定し次式から求めた曲げ破壊荷重の計算値P_u'を上回っていることがわかる。

$$\left. \begin{aligned} P_u' &= \frac{2}{a} \times M_u' \\ M_u' &= A_s \sigma_{sy} (1 - P \sigma_{sy} / 2 \sigma_c) \cdot d \end{aligned} \right\} \quad (5-1)$$

ここに、

M_u' : 曲げ破壊モーメントの計算値

a : 支点から載荷点までの距離

A_s, σ_{sy} : 引張主鉄筋の断面積と降伏点

d : 有効高さ

σ_c : 圧縮域コンクリートの圧縮強度 (鉛直打継面の有る供試体では打継部のもの)

p : 引張主鉄筋の鉄筋比

以上のことから、鉛直打継面が存在しても曲げひびわれ耐力と曲げ破壊耐力はそれの無いものと差がないと考えてよいであろう。

2) 回転角ひずみとたわみ

スパン中央部の 20 cm 区間の平均回転角ひずみと曲げモーメント (スパン中央部のもの) の関係を図-5-2 に示す。ただし、回転角ひずみ φ は次式で求めたものである。

$$\varphi = (\epsilon_1 + \epsilon_2) / h \quad (5-2)$$

こゝに、

ϵ_1 、 ϵ_2 : 検長 20 cm のホイットモアー型ひずみ計で求めた圧縮、引張ひずみ

h : ϵ_1 と ϵ_2 の測定位置間の垂直距離 (h = 16 cm)

同図から、同一モーメントに対する回転角ひずみは、鉛直打継面の有る場合にはそれのない場合に較べて大きいこと、また、その傾向は打継部コンクリートの強度が小さい場合に著しいことが認められる。

鉛直打継面が存在することによってもたらされるこの特性は次節で述べる連続合成はりの中間支点モーメントとたわみに影響するのではないかと推察される。

一方、図-5-3 に示すスパン中央のたわみに関しても、回転角ひずみと同様のことが認められる。

5)

2 節 連続合成はりの力学的特性

1. 試験の概要

1) 供試体の種類

連続合成はり、およびそれと比較する目的で作製した各供試体の断面と配筋を図-5-4 に、供試体の種類を表-5-4 に示す。

連続合成はり は 次の条件のもとで 載荷試験 を実施した。

(i) プレキャスト部断面の高さ : 合成断面の全高さ 15 cm に対して、h = 7 cm, 9 cm の 2 種類

(ii) 負鉄筋量 : プレキャスト部の正鉄筋量 (2-D13) 以下、同量および以上に対応するものとして 2-D10, 2-D13, 2-D16 の 3 種類

(iii) 打継ぎコンクリート : 配合強度 400 ㎫ と 200 ㎫ の 2 種類

表-5-4 供試体の種類

(1) 単純はり

供試体の記号	引張鉄筋 (打継部)	鉛直打継 面の状態	プレキャスト 断面の高さ (cm)	加圧方法	コンクリートの配合強度		はりの載荷試験時のコンクリートの性質(%)					
					プレキャスト部	打継部	プレキャスト部			打継部		
							圧縮強度	引張強度	弾性係数	圧縮強度	引張強度	弾性係数
SC-1	2-D13	レイタンス 除去のみ	7	(線加圧 帯加圧 各2本ずつ)	400 %	400 %	線加圧 423 帯加圧 454	46 46	3.02×10 ⁵ 2.77	448	42	2.92×10 ⁵
SC-2	"	2-D13 貫通	7		"	"	線加圧 400 帯加圧 454	41 41	3.09 2.95	517	34	3.20
SC-3	"	レイタンス 除去のみ	9		"	"		487	37	2.84	474	36 3.20
SC-4	"	2-D13 貫通	9		"	"	線加圧 400 帯加圧 531	41 37	3.09 2.99	線加圧 517 帯加圧 474	34 35	3.20 3.20

表-5-4 供試体の種類

(2) 連続はり

供試体の記号	主鉄筋量		プレキャスト 断面の高さ (cm)	中間支点の 支承方法	コンクリートの配合強度		はりの載荷試験時のコンクリートの性質(%)					
	正鉄筋 (プレキャスト部)	負鉄筋 (打継部)			プレキャスト部	打継部	プレキャスト部			打継部		
							圧縮	引張	弾性係数	圧縮	引張	弾性係数
CC-1	2-D13	2-D10	7		400%	400%	456	38	3.07×10^5	433	38	3.02×10^5

合成はり	CC-2	"	"	9	(線支承 帯支承 各2本ずつ)	"	"	456	38	3.07	433	38	3.02
	CC-3	"	2-D13	7		"	"	489	37	2.87	433	38	3.02
	CC-4	"	"	9		"	"	450	35	3.12	420	34	2.66
	CC-5	"	2-D16	7		"	"	450	35	3.12	420	34	2.66
	CC-6	"	"	9		"	"	450	35	3.12	387	33	3.01
	CC-7	"	2-D10	7		"	200	433	34	2.52	120	13	1.81
合成はり	CC-8	"	2-D13	7	(線支承 帯支承 各1本ずつ)	"	"	433	34	2.52	120	13	1.81
	CC-9	"	2-D16	7		"	"	433	34	2.52	120	13	1.81
	CR-1	"	2-D10	7		"	400	461	34	3.32	308	27	2.53
コントロールはり	CR-2	"	"	9	(線支承 帯支承 各1本ずつ)	"	"	389	29	3.28	349	30	2.74
	CR-3	"	2-D13	7		"	"	461	34	3.32	308	27	2.53
	CR-4	"	"	9		"	"	445	32	3.04	395	27	2.53
	CR-5	"	2-D16	7		"	"	445	32	3.04	395	27	2.53
	CR-6	"	"	9		"	"	389	29	3.28	349	30	2.74
	CM-1	"	2-D13	-		線、帯支承 各1本ずつ	400	-	433	38	2.52	-	-

ただし、1) 圧縮強度：10φ20mm供試体から求めたもの

引張強度：10φ20mm供試体の割裂試験から求めたもの

弾性係数：10φ20mm供試体で圧縮強度の1/3点の割線係数

2) 単純はり：いづれもスハンの中央に鉛直打継面を有す

連続はり：{ 合成はりー水平打継面と鉛直打継面を有す

コントロールはりー水平打継面のみを有す

一体はりー打継面の全くないもの

(Ⅳ) 中間支点部の支承方法：図-5-4-(2)に示すように鋼鉄製ローラー（ $\phi 3\text{ cm}$ ）で鉛直打継部のみを直接支持した場合（線支承）と、鉛直打継部の幅より広い幅の鋼鉄製板（幅×奥行×厚さ： $5 \times 10 \times 3\text{ cm}$ ）で支持した場合（帯支承）の2種類

なお、いずれも鉛直打継部の幅は 3 cm 、プレキャスト部の配合強度は 400 kgf/cm^2 とした。また、本実験ではプレキャスト部もRC断面とし、その主鉄筋（止鉄筋）を2-D13とした。ただし、ここでは中間支点部に負モーメントが作用する場合を対象としたので、プレキャスト部の主鉄筋は図-5-4-(2)のように鉛直打継面の前面までとし、第1編に述べたような正モーメントに抵抗させるための接合鉄筋は配置しなかった。

以上の連続合成はりと同時に、鉛直打継面の影響を検討するために、他の条件は同一であるが中間支点部に鉛直打継面のない連続コントロールはり（水平打継面のみを有する）、および連続一体はりも作製した。

一方、連続合成はりの鉛直打継面を含む部分を取り出した単純合成はり（図-5-4-(1)）も作製した。単純合成はりの鉛直打継面は、(i)連続合成はりの場合と同様にワイヤブラシで目荒しを施しただけのもの、(ii)左右のプレキャスト部の主鉄筋を鉛直打継部内を通して連続させ、(i)の処理も行なったものの2種類とした。

2) 使用材料と示方配合

セメント：プレキャスト部、打継部ともに住友社の普通ポルトランドセメントを用いた。

骨材：長良川産の川砂（比重 2.59 ，F・M 2.95 ），木曽川産の川砂利（最大寸法 15 mm ，比重 2.63 ，F・M 6.12 ）を使用した。

鉄筋：主鉄筋は川崎製鉄社の異形丸鋼D10，D13，D16（SD30）とし、スターラップも兼ねる水平打継面のシアコネクターは同社製の普通丸鋼 $\phi 6$ （SR30）とした。

一方、コンクリートの示方配合は表-5-5に示すとおりである。

表-5-5 コンクリートの示方配合

コンクリートの配合強度 (kgf/cm^2)	粗骨材寸法の法 (mm)	スランブ (cm)	水セメント比 (W/C) (%)	細骨材率 (s/a) (%)	単位量 (kg/m^3)				
					水 (W)	セメント (C)	細骨材 (S)	粗骨材 (G)	混和剤 (C チュー ポール) (%)
400	15	5 ± 1	43.3	47.5	204	470	846	934	$\times 0.04\%$
200	15	5 ± 1	66.0	50.0	166	253	1104	1108	$\times 0.04\%$

3) 供試体の作製方法

プレキャスト部は打設後1日で脱型し、4週間後に所定の型枠に入れ、“負鉄筋（無応力筋）”を配置した状態でコンクリートを打継いだ。なお、プレキャスト部の水平打継面と鉛直打継面は脱型と同時にワイヤブラシでレイタンスを十分に除去し、目荒しを行なった。打継ぎ完了後4週間で載荷試験を実施した。

はり供試体の作製と同時にはりの載荷試験時の圧縮強度、弾性係数（圧縮強度の1/3点における割線係数）、引張強度を測定するための10φ20cmシリンダーを各3本ずつ作製した。

以上の供試体は、いずれも実験室内で“ぬれむしろ”で覆うことによって養生した。

4) 載荷試験

単純はりとは図-5-4-(1)のようにスパンを90cmとし、その中央に線荷重（φ3cmの鋼鉄製ローラーで加圧）または帯荷重（幅×奥行×高さ：5×10×3cmの鋼鉄製板で加圧）を加え、スパン中央のたわみ、およびその位置で鉛直打継面を含む20cm区間の平均圧縮ひずみと引張ひずみを測定した。

一方、連続はりとは図-5-4-(2)のようにスパンを90cm×2とし、各スパンの中央に線荷重（φ3cmの鋼鉄製のローラーで加圧）を加えた。なお、中間支点の支承方法は1)で述べた2種類とした。

荷重階は中間支点上と載荷点下に曲げひびわれが発生するまでは0.25t刻み、以後は0.5t刻みとして左右スパンの中央におけるたわみと3支点の支点反力を測定した。

以上の測定に使用した計器は次のとおりである。

たわみ：最小目盛1/100mmのダイヤルゲージ

ひずみ：検長20cmのホイットモアーひずみ計

支点反力：容量20tのロードセル

2. 試験結果と考察

1) 試験結果

(i) 変形特性

図-5-5に幅3cmの鉛直打継部を含む20cm区間の平均曲げ剛性(K)と曲げモーメント(M)の関係を示す。ただし、曲げ剛性は単純はりのひずみ測定値から $K=M/\varphi$ として求めたもので、Mと φ は1節の式(5-1)で説明したものと同様である。（いまの場合は $h=11cm$ ）。

一方、図-5-6、5-7はそれぞれ単純はりとは連続はりのスパン中央位置のたわみを

示したものである。

(ii) モーメントの再分配

荷重の増加に伴う中間支点モーメントの変化の様子を図-5-8に示す。

ただし、図-5-7-(1)、図-5-8-(1)に示す連続はりの曲げひびわれを考慮したた⁶⁾わみと中間支点モーメントの計算値は、一体打ち連続はりに対する小柳等の考え方になら⁶⁾って次のようにして求めたものである。

まず、曲げモーメント(M)と曲げ剛性(K)の関係として、第3編2章に示す式(3-5)を仮定した。ただし、この場合も曲げひびわれの発生前の曲げ剛性は打継部とプレキャスト部の弾性係数を考慮した換算断面に対するものを用いた。また、曲げ破壊モーメントとその時の曲げ剛性の計算値は、この場合もコンクリートの最大圧縮ひずみを $\epsilon_u = 0.003$ として求めた。

つぎに、中間支点で切断した単純はりを静定基本系に遡定し、与えられた荷重に対して中間支点モーメントを仮定して上記のM~K関係を考慮して弾性荷重法から中間支点部のたわみ角を計算した。そのたわみ角が左右スパンの連続条件を満足するまで、この計算を繰返して中間支点モーメントを求めた。

また、このようにしてある荷重に対するスパンの曲げモーメントの分布が決まると、再度弾性荷重法を用いることによってたわみが計算できる。

以上の計算は中間支点または載荷点のモーメントのいずれかが第3編、2章の式(3-1)の破壊モーメントに達する荷重まで行なった。

なお、弾性荷重法としてニューマーク法⁷⁾を用い、静定基本系の分割数は20分割とした。

以上の計算値と同時に、曲げひびわれを考えない場合の三連モーメント式による中間支点モーメントの計算値も図-5-8に付記した。

(iii) 破壊耐力

表-5-6に単純はりの破壊強さを、図-5-9と図-5-10に連続はりの終局時のモーメントの再分配の様子と破壊強さを示す。

表-5-6の破壊モーメントの実験値 M_u は実視により破壊断面(コンクリートの圧潰位置)を縦荷重では載荷点、帯荷重では加圧板の端部(圧潰が加圧板の外側に起った)とした。ただし、その計算値 M_u' は第3編2章の式(3-1)で求めたものである。

一方、図-5-9の終局時のモーメントの再分配を示す計算値は、中間支点と載荷点のモーメントがそれぞれ前記の式(3-1)から求まる曲げ破壊モーメントに達して塑性ヒンジができたと仮定した時の前者の後者に対する比である。また、図-5-10に示す破

表-5-6 単純はりの破壊耐力

供試体の種類		破壊荷重 実験値 (t)	破壊モーメント 実験値 $Mu(t \cdot cm)$	同左 計算値 $Mu'(t \cdot cm)$	Mu/Mu'	破壊型式
SC-1	線加圧	5.55	124.9	108.1	1.16	曲げ
	帯加圧	5.50	116.8	96.6	1.21	〃
SC-2	線加圧	5.43	122.0	103.7	1.17	〃
	帯加圧	6.05	128.5	107.0	1.20	〃
SC-3	線加圧	5.49	123.5	99.6	1.24	〃
	帯加圧	5.60	119.0	99.6	1.20	〃
SC-4	線加圧	5.20	120.4	102.2	1.18	〃
	帯加圧	5.65	120.0	101.0	1.19	〃

ただし、実験値は供試体2本の平均値とする。

破壊荷重の計算値 Pu' (実験値 Pu) は曲げ破壊を仮定して次式から求めたものである。

$$Pu' = (8Mu_1 + 4Mu_2) / l \quad (5-3)$$

ただし、

Mu_1, Mu_2 : 載荷点と中間支点断面の曲げ破壊モーメントの計算値(式(3-1)によるもの、ただし中間支点断面では $As' = 0$ とする)

l : スパン(こゝでは $l = 90 cm$)

なお、表-5-4-(2)のように連続合成はりで、打継部の配合強度 200 ㊦ のものが実際には 120 ㊦ 程度しか出なかったのは、この場合の打設が冬期にあたり養生が十分でなかったためと考えられる。

2) 考察

(i) 変形特性

鉛直打継部を含む区間で求めた曲げ剛性に関しては、図-5-5のように曲げひびわれの発生直後の剛性の低下はプレキャスト部断面の高さに影響されるようで、 $h = 9 cm$ の場合は $h = 7 cm$ より低下がやゝ急激に起る。これは、前者の方が新旧コンクリート間の付着強度の小さい鉛直打継面が広いために、ひびわれの上方への進行が早められるためと考えられる。しかし、次第に一定の大きさに近づいた剛性は両者間で差がないと考えてよい。

また、鉛直打継面での鉄筋の連続性の有無は、曲げ剛性にほとんど関係しないようである。

つぎに、スパン中央のたわみについては図-5-6ならびに図-5-7に示す結果から以下のことが認められる。

単純はりはいづれもスパンの中央に鉛直打継面を有するものである。図-5-6に示すように、こゝで取上げた範囲内の条件下では試験因子によってほとんど差のないことが明らかである。

一方、中間支点到鉛直打継面を有する連続合成はりのたわみは、図-5-7-①に示すようにそれのないコントロールはりよりやや大きく、鉛直打継面の存在が連続はりの変形特性に影響していることを示している。とくに、連続合成はりにおいては中間支点の支承方法が関係し、支承の幅が鉛直打継部の幅より大きい帯支承とした場合はコントロールはりに近い挙動を呈するものと考えられる。また、図-5-7-②によると、プレキャスト部断面の高さ、すなわち鉛直打継面の広さの影響は少ないこと、本試験では極端ではあったが打継部コンクリートの配合強度が小さいとたわみの著しい増大を招くことが示されている。

一方、先に述べた方法で求めた図-5-7-①のたわみの計算値についてみると、鉛直打継面の有無に関係なく実験値の方が大きめになっていることがわかる。とくに、連続合成はりでは、中間支点で鉛直打継部のみを直接支持した線支承の場合には計算値と実験値間の差が大きい、帯支承の場合には両者が比較的良く合致しているといえるであろう。

(ii) 連続合成はりの中間支点モーメント

連続合成はりの中間支点上での連続性の程度を表わすものとして、中間支点モーメントについて考えてみる。

まず、図-5-8-①に示すように鉛直打継面の無い同一条件のコントロールはりに較べて、それを有する連続合成はりでは中間支点部に曲げひびわれの発生以後の荷重域 ($P > 3t$) における中間支点モーメントが小さくなる傾向にあることがわかるであろう。

また、単純はりから求めた前記の結果では鉛直打継面の広さ (プレキャスト部断面の高さ) が曲げひびわれの発生に伴う初期剛性の低下に関係したが、図-5-8-②に示すように連続合成はりのモーメントにはそれによる明瞭な相異が認められないようである。また、同図から、打継部コンクリートの配合強度の小さい場合は中間支点モーメントが著しく小さくなることがわかる。

一方、曲げひびわれを考慮に入れた図-5-8-①の中間支点モーメント計算値について考えてみよう。

負鉄筋量が正鉄筋量と同量以下（負鉄筋量：2-D10, 2-D13）で、中間支点を帯支承とした連続合成はりについて考えると、コントロールはりまたは一体はりに較べると実験値が計算値よりやや小さめになるものの、実験値とかなり良く一致していると考えられる。一方、負鉄筋量が正鉄筋量より多い場合（2-D16）は連続合成はり、コントロールはりともに曲げひびわれを考えた計算値ほどには中間支点モーメントの実験値が大きくなり、上の場合に較べて両者の適合度は良くないようである。この傾向は連続合成はりで著しいが、検討を要する点である。

以上のことから、中間支点部に鉛直打継面を有するこの種の連続合成はりでは、その無いものに較べてやゝたわみの増大、中間支点モーメントの減少を招くこと、すなわち中間支点部での連続性がやゝ低下することは否めないであろう。これは、1節で述べたように鉛直打継部を含む区間では同一モーメントに対する回転角がその無いものに較べて大きくなること、換言すると中間支点で回転が起りやすいことに原因していると考えられる。

また、たわみとモーメントの計算においては、こゝで用いたM～K曲線はかなり妥当な仮定と考えられたが、さらに改良する余地もあると思われた。なお、連続合成はりでは上述の点も考慮するのが一層適當であるが、中間支点の支承の幅が鉛直打継部の幅より広い場合には、鉛直打継面の影響を無視して一体打ちの連続はりと同じの理論式を適用してたわみ、モーメントを求めても実用的には十分であろう。

(iii) 破壊型式と耐力

単純はりはスパンの中央に鉛直打継面を有するが、1節の供試体と同様にいずれも曲げで破壊した。したがって、表-5-6のように破壊荷重に及ぼす各試験因子の影響は小さいが、詳細にみると帯加圧としたものは線加圧より5%程度大きいようである。しかし、破壊断面を前者に対しては加圧板の端部、後者では載荷点としたときの破壊モーメントで考えると両者はほぼ等しいと見なしうる。

一方、図-5-9は連続はりの終局状態のモーメントの再分配を示したものであって、実験値が計算値に近いと曲げ破壊の状態にあることを示している。これと図-5-10（ただし、図中の計算値 Pu' の算定にあたっては、単純はりに対する表-5-6の結果を考慮して、載荷点と中間支点断面の式（3-1）による破壊モーメントの計算値を20%割増したものをを用いた）から以下のことがいえるであろう。

鉛直打継面を有さないコントロールはりでも負鉄筋量が2-D16の場合にはせん断破壊を呈したが、2-D10, 2-D13の場合は曲げで破壊した。

一方、連続合成はりの多くは終局状態に近づくと図-5-11のように載荷点と中間支

点間に斜ひびわれが発生し、これが原因でせん断破壊の先行しやすい傾向が認められた。したがって、破壊荷重の実験値 P_u の曲げ破壊荷重の計算値 P_u' に対する比はコントロールはりに較べて小さいことが認められる。

しかし、連続合成はりでも中間支点の支承面の幅が鉛直打継部の幅より広い帯支承の場合には、 $P_u/P_u' > 0.9$ となり曲げ破壊に近い耐力がえられた。こゝでは、比較のために鉛直打継部のみを直接に支持する線支承の場合も試験したが、実際には支承面の幅は鉛直打継部の幅より広いのが普通である。他の研究^{1) 8)}によると、打継部に配置する無応力筋の鉄筋指数 $p \sigma_{sy}/\sigma_c$ (p : 負鉄筋比, σ_{sy} : 鉄筋の降伏点, σ_c : コンクリートの圧縮強度) が 0.15 以下の時は終局時に十分な塑性ヒンジが形成され、曲げで破壊したと報告されている。なお、本試験の連続合成はりでは $p \sigma_{sy}/\sigma_c = 0.10$ (負鉄筋 2-10), 0.18 (2-D13), 0.28 (2-D16) である。

なお、打継部の配合強度が小さい連続合成はりでは、曲げ破壊荷重の計算値より著しく小さい荷重でせん断破壊を起した。本試験では打継部の配合強度が 2 種類で、しかも実際の強度間に差がありすぎたが、破壊耐力とコンクリート強度の関係についてはさらに広範囲な実験を実施する必要があると思われる。

3 章 無応力筋の配置による方法 —軽量コンクリートを打継いだ場合—

普通コンクリートと軽量コンクリートから構成された合成断面の基礎的な力学的特性が、両コンクリートの一体断面と相異なる点については、すでに第3編で述べた。

本章では、連続はりにこの合成断面の型式を採用した場合の力学的諸特性を検討し、普通コンクリートのプレキャスト部に軽量コンクリートを打継いだ連続合成はりの設計上の基礎的資料をうることを目的としたものである。^{9) 10)}

1 節 試 験 の 概 要

1. 供試体の種類

供試体の断面と配筋、種類をそれぞれ図-5-12、表-5-7に示す。

本研究では、次のような試験因子のもとで載荷試験を実施した。

- (i) 両コンクリートの占有割合：全断面の幅×高さ=10×15cmに対して、各々のコンクリートの高さを次の4種類とした。

普通(15cm)+軽量(0cm)：15-0シリーズ (普通一体はり)

普通(9cm)+軽量(6cm)：9-6シリーズ

普通(6cm)+軽量(9cm)：6-9シリーズ

普通(0cm)+軽量(15cm)：0-15シリーズ (軽量一体はり)

- (ii) 主鉄筋量：正鉄筋量を2-D13($p=2\%$)とし、負鉄筋量を次の4種類とした。

1-D10($p=0.6\%$)、2-D10($p=1.1\%$)

2-D13($p=2\%$)、2-D16($p=3.1\%$)

コンクリートの材令28日における配合強度は、普通コンクリート、軽量コンクリートともに400 kg/cm^2 とした。

ただし、表-5-7の供試体記号のうち(・)を付したものは、図-5-12のように中間支点部に幅3cmの鉛直打継部を有し、その付していないものは鉛直打継部を有さないものである。

本供試体では、いずれの場合も中間支点部で正鉄筋(2-D13)が連続している。

供試体の種類は以上のものであって、こゝでは主に普通コンクリートと軽量コンクリートとの合成断面を有する連続はりの特性を、両コンクリートの一体はりに対比しながら検討した。

表-5-7 供試体の種類

供試体の記号		コンクリートの割合 (断面の高さ: <i>cm</i>)		主 鉄 筋	
		普 通	軽 量	正 鉄 筋	負 鉄 筋
A シ リ ー ズ	15- 0-10-1	15	0	2-D13	1-D10
	9- 6-10-1	9	6	〃	〃
	9- 6-10-1'	9	6	〃	〃
	6- 9-10-1	6	9	〃	〃
	6- 9-10-1'	6	9	〃	〃
	0-15-10-1	0	15	〃	〃
B シ リ ー ズ	15- 0-10-2	15	0	2-D13	2-D10
	9- 6-10-2	9	6	〃	〃
	9- 6-10-2'	9	6	〃	〃
	6- 9-10-2	6	9	〃	〃
	6- 9-10-2'	6	9	〃	〃
	0-15-10-2	0	15	〃	〃
C シ リ ー ズ	15- 0-13-2	15	0	2-D13	2-D13
	9- 6-13-2	9	6	〃	〃
	9- 6-13-2'	9	6	〃	〃
	6- 9-13-2	6	9	〃	〃
	6- 9-13-2'	6	9	〃	〃
	0-15-13-2	0	15	〃	〃
D シ リ ー ズ	15- 0-16-2	15	0	2-D13	2-D16
	9- 6-16-2	9	6	〃	〃
	9- 6-16-2'	9	6	〃	〃
	6- 9-16-2	6	9	〃	〃
	6- 9-16-2'	6	9	〃	〃
	0-15-16-2	0	15	〃	〃

・)を付したものは中間支点部に鉛直打継面を有するもの。

2. 使用材料と示方配合

セメント : プレキャスト部, 打継部ともに住友社の普通ポルトランドセメントを用いた。

骨 材 : 普通コンクリートには長良川の川砂と木曽川産の玉砕石を, 一方軽量コンクリートには細粗骨材とも三井金属鉱業社製の人工軽量骨材(メサライト)を使用した。

鉄 筋 : 主鉄筋は川崎製鉄社の異形丸鋼 D10, D13, D16 (SD30) とし, スターラップと兼用するシアーコネクターは同社製の普通丸鋼 ϕ 6 (SR24) とした。

一方, 普通コンクリートと軽量コンクリートはともに材令 28 日における配合強度を 400 ㎏/㎠, スランプを 5 + 1 cm とした。

使用材料の物理的性質とコンクリートの示方配合は第 3 編 2 章の表-3-2 に示すものと同ーである。

3. 供試体の作製方法

合成はりの作製は, 普通コンクリートのプレキャスト部は打設後 1 日で脱型し, 2 週間経過後に軽量コンクリートを打継いだ。打継ぎにあたってはとくに打継面の施工に細心の注意を払い, ワイヤブラシで表面のレイタンスを十分に除去し, 打継面を軽く湿らせた状態でコンクリートを打設した。載荷試験は打継ぎ完了後 3 週間で実施した。

一方, 普通コンクリートおよび軽量コンクリートの一体系りは, 打設後 1 日で脱型して材令 5 週で載荷試験を行なった。

また, はり供試体の載荷試験時のコンクリートの圧縮強度, 弾性係数(圧縮強度の 1/3 点の割線係数), 引張強度を測定するために, 10 ϕ 20 cm のシリンダー供試体を各はりごとに 3 本ずつ作製した。

以上の供試体はいづれも, 打設後 1 週間は実験室内で“ぬれむしろ”で覆って養生した。

4. 試 験 方 法

載荷試験は, 図-5-12 に示すように 100 cm \times 2 の 2 スパン連続はりに対して, 各スパンの中央に加圧することによって行なった。

荷重階は中間支点上と載荷点下に曲げひびわれが発生するまでは 0.25 t, 以後 0.5 t 刻みとし, スパン中央のたわみと 3 支点の支点反力を測定した。使用計器は前章のものと同一である。

こゝでは, はりの上, 下縁から 2 cm の位置にスパンの全長に渡って 20 cm 間隔にプラグをはりつけて検長 20 cm のホイットモアー型ひずみ計で軸方向ひずみを測定した。これは, スパン上の曲率分布を調べるためである。

なお, 支承はいづれも, 前章に述べたと同一の据支承とした。

表-5-8 コンクリートの諸性質

供試体の種類		普通コンクリート			軽量コンクリート		
		σ_c (kg/cm^2)	σ_t (kg/cm^2)	E_c (kg/cm^2)	σ_c (kg/cm^2)	σ_t (kg/cm^2)	E_c (kg/cm^2)
A シリ ーズ	15-0-10-1	269	23.7	2.16×10^5	—	—	—
	9-6-10-1	269	23.7	2.16	321	15.9	1.31×10^5
	9-6-10-1'	411	27.1	2.92	435	19.7	1.51
	6-9-10-1	269	23.7	2.16	321	15.9	1.31
	6-9-10-1'	411	27.1	2.92	435	19.7	1.51
	0-15-10-1	—	—	—	321	15.9	1.31
B シリ ーズ	15-0-10-2	447	28.1	2.77	—	—	—
	9-6-10-2	450	29.3	2.77	335	19.9	1.37
	9-6-10-2'	411	27.1	2.92	435	19.7	1.51
	6-9-10-2	447	28.1	2.77	335	19.9	1.37
	6-9-10-2'	411	27.1	2.92	435	19.7	1.51
	0-15-10-2	—	—	—	346	22.1	1.45
C シリ ーズ	15-0-13-2	447	28.1	2.68	—	—	—
	9-6-13-2	450	29.3	2.77	335	19.9	1.37
	9-6-13-2'	400	32.2	2.84	379	19.4	1.54
	6-9-13-2	447	28.1	2.68	337	17.7	1.37
	6-9-13-2'	400	32.2	2.84	379	19.4	1.54
	0-15-13-2	—	—	—	346	22.1	1.45
D シリ ーズ	15-0-16-2	449	35.1	2.51	—	—	—
	9-6-16-2	450	29.3	2.77	335	19.9	1.37
	9-6-16-2'	400	32.2	2.84	379	19.4	1.54
	6-9-16-2	447	28.1	2.68	337	17.7	1.37
	6-9-16-2'	400	32.2	2.84	379	19.4	1.54
	0-15-16-2	—	—	—	346	22.1	1.45

σ_c : 圧縮強度 (10 ϕ 20cmシリンダー)

σ_t : 引張 (割裂) 強度 (10 ϕ 20cmシリンダー)

E_c : 弾性係数 (10 ϕ 20cmシリンダーの圧縮試験で圧縮強度の1/3点の
割線係数)

表-5-9 破壊荷重

供試体の種類		実験値 Pu (t)	計算値 Pu' (t)	Pu/Pu'	破壊型式
A シ リ ー ズ	15-0-10-1	9.8	10.0	0.98	曲げ
	9-6-10-1	9.8	9.9	0.99	"
	9-6-10-1'	11.1	11.1	1.00	"
	6-9-10-1	9.8	9.9	0.99	"
	6-9-10-1'	11.1	11.1	1.00	"
	0-15-10-1	9.8	9.9	0.99	"
B シ リ ー ズ	15-0-10-2	12.5	11.5	1.08	曲げ
	9-6-10-2	11.0	11.3	0.97	"
	9-6-10-2'	12.2	12.3	0.99	"
	6-9-10-2	11.0	11.3	0.97	"
	6-9-10-2'	12.3	12.3	1.00	"
	0-15-10-2	11.0	11.2	0.98	"
C シ リ ー ズ	15-0-13-2	13.0	13.2	0.99	曲げ
	9-6-13-2	13.0	13.0	1.00	"
	9-6-13-2'	13.1	13.9	0.94	せん断
	6-9-13-2	11.5	13.0	0.88	"
	6-9-13-2'	12.5	13.9	0.90	"
	0-15-13-2	12.0	12.9	0.93	"
D シ リ ー ズ	15-0-16-2	12.8	15.3	0.84	せん断
	9-6-16-2	12.0	15.1	0.79	"
	9-6-16-2'	13.6	16.0	0.85	"
	6-9-16-2	13.1	15.1	0.87	"
	6-9-16-2'	12.8	16.0	0.80	"
	0-15-16-2	11.5	15.0	0.77	"

2節 試験結果と考察

1. 試験結果

はりの載荷試験時のコンクリートの諸性質を表-5-8に示す。それによると、圧縮強度は目標とした400N/mm²に対して普通コンクリートはやゝ大きめに、軽量はやゝ小さめである。

また、軽量コンクリートの引張強度と弾性係数はそれぞれ普通コンクリートの70%、60%程度とかなり小さいことが認められる。

1) ひびわれの発達状況と破壊耐力

ひびわれの発達状況の一例を写真-5-1に示す。また、破壊荷重の実験値と計算値を表-5-9に示す。ただし、計算値は曲げ破壊を仮定した前章の式(5-3)から求めたもので、載荷点と中間支点断面の破壊モーメントは複鉄筋ばりに対する第3編2章の式(3-1)で計算した。この場合、コンクリートの最大圧縮ひずみは両コンクリートに対してともに $\epsilon_u = 0.003$ と仮定した。

2) たわみ

全断面中の普通コンクリートと軽量コンクリートの占有割合とたわみの関係の一例を示したものが図-5-13-(1)である。

一方、たわみの実験値と計算値を比較したものを図-5-13-(2)に示す。

ただし、実験値は左右スパンの平均値で表わしたもので、計算値は前章に述べた同一の方法により、曲げひびわれを考慮したものである(式(3-5)のM~K関係を用いた)。

3) モーメントの再分配と曲率分布

図-5-14-(1)は、荷重の増加に伴う中間支点モーメントの推移を各断面で比較したものの一例である。一方、中間支点モーメントの実験値と計算値を図-5-14-(2)に示す。実験値はロードセルによる支点反力の測定値から求めたもので、計算値はたわみと同様に曲げひびわれを考慮した前章と同一の方法で求めたものである。

一方、ホイットモア型ひずみ計によるひずみ測定値から求めたスパン上の曲率分布の一例を図-5-15に示す。ただし、曲率は本編の2章の(5-2)から求めたものである。

2. 考察

1) ひびわれの発達と破壊耐力

まず、写真-5-1に示すひびわれの発達状況と破壊の様相について各はりで対比しながら述べることにする。

負鉄筋量の最も少ないAシリーズ(負鉄筋量1-D10)では、いずれのはりも斜ひびわれを生じることなく、最終的には中間支点と載荷点断面で塑性ヒンジが形成されたと考えら

れ、両断面でコンクリートが圧潰して曲げ破壊を呈した。

Bシリーズ（負鉄筋 2-D10）では、普通一体はりを除くと、破壊荷重の近くで載荷点～中間支点間に斜ひびわれの発生がみられた。しかし、Aシリーズと同様に最終的には曲げで破壊した。

Cシリーズ（負鉄筋 2-D13）では、各断面間で明瞭な相異がみられた。軽量一体はりと合成はりでは載荷点～中間支点間に著しい斜ひびわれが発生した。斜ひびわれの様相は軽量コンクリートの占める割合の多い合成はりでは、軽量一体はりにかなり近いようで、これらはせん断破壊を呈した。

Dシリーズ（負鉄筋 2-D16）では、いずれの供試体も最終的には上記の斜ひびわれのためにせん断破壊を呈した。

なお、合成はりでは水平打継面に沿うひびわれも若干認められるものもあったが、全般にこの面でのひびわれの直進性が保たれていた。これらのひびわれの他に、C、Dシリーズの合成はりと軽量一体はりでは、終局時に負鉄筋に沿う付着ひびわれが観察された。

つぎに、表 5-9 の破壊耐力について考えてみよう。すべての供試体が曲げで破壊した A、B シリーズでは、普通コンクリート、軽量コンクリートの各一体はりはもちろんであるが、合成はりでも実験値は曲げ破壊耐力の計算値にはほぼ一致している。

曲げとせん断の 2 型式の破壊がみられた C シリーズについてみると、普通一体はりと軽量コンクリートの占める割合の少ない合成はり（9-6）では曲げ耐力の計算値にはほぼ一致している。これに対して、軽量一体はりとその割合の多い合成はり（6-9）ではせん断破壊が先行し、その耐力は計算値より 10 % 程度小さいことがわかる。

一方、いずれもせん断破壊を呈した D シリーズでは、実験値の曲げ耐力計算値に対する比は軽量一体はりが最も小さい。これに対して断面の一部を普通コンクリートで占める合成はりではその比がやゝ大きくなるようである。

以上のことから、普通コンクリートと軽量コンクリートの合成断面とした連続はりでも、両コンクリートの圧縮強度が同程度であれば曲げ破壊耐力は普通コンクリートの一体はりと同等とみなしうることを、一方、せん断破壊耐力は軽量コンクリートの占有割合によって変化するが、当面はその割合が $\frac{1}{2}$ 以上の時は軽量一体はりと同程度と考えておけば安全である。

2) た わ み

図 5-13-(1) から、軽量一体はりのたわみは普通一体はりに較べて大きいことは明瞭である。一方、合成はりのたわみは設計荷重以下の荷重域では両一体はりの中間にあり、軽量一体はりに較べてたわみを軽減する上で有利であると考えられる。ただし、こゝでいう設

計荷重とは、常用設計式（コンクリートの引張応力を無視して、弾性係数比を $n=15$ とする）から求まる負鉄筋の引張応力とその許容応力度（SD30： $\sigma_{sa}=1,800$ ㎏）に達するときの荷重である。

しかし、荷重がそれ以上になり次第に曲げひびわれの発達が著しくなるにともない、合成はりのたわみに及ぼす軽量コンクリートの影響が支配的になることが認められる。とくに、全断面中で軽量コンクリートが60%を占める場合には（6-9）、軽量一体はりの挙動にきわめて近くなるようである。

これらのことは、第3編2章に述べた単純合成はりの場合と同様の傾向を有するものである。

以上のように、本試験の結果によると、たわみの面からも軽量コンクリートの占める割合を多くとも1/2程度以下にするのが適当であろう。

つぎに、図-5-13-(2)のたわみの計算値と実験値を比較すると、合成はりとはりとはともに曲げひびわれの発生前の荷重（ $P<2$ t）では両者が良く一致している。一方、曲げひびわれの発生から破壊に至るまでのたわみは、いずれのはりも実験値が計算値より大きめになり、前章の場合と同様の傾向にあることが認められる。しかし、図-5-13-(2)から判断して、M～K関係の仮定の1つとして第3編の式（3-5）を用いれば、軽量コンクリートを打継いだ合成はりでも一体はりと同じ手法を適用してたわみを計算できる。⁶⁾

3) モーメントの再分配と曲率分布

中間支点断面が降伏する荷重までは、いずれのはりも斜ひびわれが発生することなく、最終的に曲げ破壊を呈したA、Bシリーズについてモーメントの再分配の特性を考えてみよう。

図-5-14-(1)によると、中間支点断面が降伏するまでの中間支点モーメントの推移には、合成はりとはりとは普通コンクリート、軽量コンクリートの一体はり間で著しい差がないと考えられる。しかし、曲げひびわれの発生以後、合成はりでは両一体はりに較べて中間支点モーメントがやや大きく、逆に正のスパンモーメントが小さい傾向にある。これは、第3編2章の結果から認められたように曲げひびわれの発生以後の曲げ剛性は圧縮域のコンクリートの変形特性に支配されることによると考えられる。すなわち、普通コンクリートに軽量コンクリートを打継いだ連続合成はりでは、曲げひびわれの発生以後は負モーメント域の曲げ剛性の正モーメント域のそれに対する比が両一体はりに較べて大きくなるためと考えられる。

つぎに、図-5-14-(2)の計算値について考えてみよう。ただし、計算値は中間支点または載荷点断面のいずれかが降伏する荷重までのもので、本供試体ではA、B、Cシリーズは前者が先に、Dシリーズでは後者が先に降伏する。

曲げで破壊した A, B シリーズの全ての供試体, C シリーズの普通一体 (15-0) と軽量コンクリートの占有割合の少ない合成はり (9-6) では, 上記の荷重に達するまで計算値は実験値とかなり良く一致している。さらに, せん断破壊を呈した C シリーズの軽量一体はり (0-15) とその占める割合の多い合成はり (6-9), ならびに D シリーズの全ての供試体でも, 著しい斜ひびわれが発生するまではやはり実験値と良く一致している。しかし, この場合には著しい斜ひびわれの発生以後は実験値がかなり小さくなっているようである。

なお, 本試験においても, 図-5-14-(2) のように中間支点部に鉛直打継面を有する場合は, それの無いものに較べて曲げひびわれ発生以後における中間支点モーメントがやや小さくなることが認められる。これは前章に述べたと同じ理由によるものと考えられる。

一方, 図-5-15 はスパン上の曲率分布の測定値の一例を示したものである。ただし, 同図は曲げひびわれ発生荷重 (2 t) と曲げ破壊荷重 (10 t) の中間の荷重階 (6 t) のものである。

それによると, スパンの全長に渡って曲率は普通一体はり が最も小さく, 軽量一体はり が最も大きい。合成はりでは, スパンの中央部では軽量一体はりに近く, 中間支点部では普通一体はりに近いようである。また, 曲げひびわれを考慮した前記の計算法による変曲点の位置 (曲率が 0 となる位置) は実験値とほぼ一致している。

4 章 P C ロッドの配置による方法

P C 合成はりとは単純はりとしては有利な断面型式であると考えられる。しかし、これを連続合成はりに応用する場合には、負のモーメントも作用するので現場打ちコンクリートに引張応力が生ずる。これに抵抗させる方法としては 2 章と 3 章で述べたような無応力筋を配置して R C 断面とするのも 1 つである。この方法では負のモーメントに対するひびわれ耐力が小さいので、P C 合成はりとしての特性を十分に発揮できない欠点がある。

これをある程度解決する方法として、第 4 編に述べたように P C ロッドを現場打ち部内に埋め込むことによって、この部に直接にプレストレスを与えた場合に比較的近い効果が期待できるのではないかと考えられる。²⁾

本章は、P C ロッドを配置した連続はりについて基礎的試験を行なうことによって、P C ロッドのこの方面への利用に関する設計上の諸問題を検討したものである。^{II)}

1 節 試験の概要

1. 供試体の種類

連続はりの負のモーメント域の現場打ちコンクリート内に埋め込んだ P C ロッドの効果を検討するために、ここでは正のモーメントに抵抗させる構造を R C 断面としたもの（R C シリーズ）と P C 断面としたもの（P C シリーズ）の 2 種類の連続はりを対象として載荷試験を実施した。

これらはそれぞれ、図-5-16 に示すように

R C シリーズ：正モーメントには普通鉄筋 2-D16 で抵抗させ、P C ロッド部以外は現場打ちとしたもの

P C シリーズ：正モーメントには断面の全幅をプレキャスト化した P C 断面（P C ロッドと同様に $\phi 14$ の P C 鋼棒を用いて、60 ㊦ の一様プレストレスを与えたもの）で抵抗させたもの

なお、R C シリーズは P C ロッドの効果を誇張させるために作製したものである。

各々の供試体の断面と寸法、P C ロッドの配置とシアコネクタの配筋、ならびにスタップの配筋等は図-5-16 に示すとおりである。

ここで検討した点は次のとおりである。

(I) P C ロッドのプレストレス量（ $\phi 14$ の P C 鋼棒を用いて、断面に一様プレストレスを与えた。）

(II) P C ロッドの断面の大きさ

Ⅲ) 現場打ちコンクリートの種類(目標強度400 ㎳の普通コンクリートと軽量コンクリート)

ただし、PCロッドとPCシリーズのプレキャスト部はいずれも目標強度400 ㎳の普通コンクリートとした。以上に対する供試体の種類を一括して表-5-10に示す。

表-5-10 供試体の種類

供試体の記号			現場打ちコンクリートの種別	プレキャスト部 米1)					
				PCロッド			PC部材		
				幅 (cm)	高さ (cm)	目標プレストレス (%)	幅 (cm)	高さ (cm)	目標プレストレス (%)
RC シリーズ	普通コンクリート打継	P0-6-8-I-RC	普通 (配合Ⅰ)	6	8	0	-	-	-
		P4-6-8-I-RC		"	"	40	-	-	-
		P8-6-8-I-RC		"	"	80	-	-	-
		P0-9-8-I-RC		9	8	0	-	-	-
		P4-9-8-I-RC		"	"	40	-	-	-
		P8-9-8-I-RC		"	"	80	-	-	-
	軽量コンクリート打継	P0-6-8-■-RC	軽 量 (配合Ⅱ)	6	8	0	-	-	-
		P4-6-8-■-RC		"	"	40	-	-	-
		P8-6-8-■-RC		"	"	80	-	-	-
		P0-9-8-■-RC		9	8	0	-	-	-
		P4-9-8-■-RC		"	"	40	-	-	-
		P8-9-8-■-RC		"	"	80	-	-	-
PC シリーズ	普通打継	P0-9-6-I-PC	普通 (配合Ⅰ)	9	6	0	16	6	60
		P3-9-6-I-PC		"	"	30	"	"	"
		P6-9-6-I-PC		"	"	60	"	"	"
		P9-9-6-I-PC		"	"	90	"	"	"
	軽量打継	P0-9-6-■-PC	軽 量 (配合Ⅱ)	9	6	0	16	6	60
		P3-9-6-■-PC		"	"	30	"	"	"
		P6-9-6-■-PC		"	"	60	"	"	"
		P9-9-6-■-PC		"	"	90	"	"	"

米1) 普通コンクリート(配合Ⅰ)を使用する

2. 使用材料と示方配合

1) 使用材料

セメント：使用したセメントはいずれも住友社の普通ポルトランドセメントである。

骨材：普通コンクリートには長良川産の川砂，木曽川産の川砂利を用いた。一方，軽量コンクリートには細粗骨材とともに三井金属鉱業社の人工軽量骨材（メサライト）を使用した。

鋼材：RCシリーズの正鉄筋は川崎製鉄社の異形丸鋼D16（SD30）とし，PCシリーズのPC鋼棒は高周波熱錬社のウルボン $\phi 14$ （第4種，NPWD2）とした。また，両シリーズともにPCロッド部には，それと同一のPC鋼棒を使用した。一方，PCロッド部に配置したシアコネクター，スターラップ，組立筋はいずれも川崎製鉄社の普通丸鋼 $\phi 6$ （SR30）とした。

使用材料の物理的性質を表-5-11に示す。

表-5-11 使用材料の性質

(1) セメント

比 重	粉 末 度		凝 結				
	比表面積 cm^2/g	88 μ 残分 %	水 量 %	始 発 時-分	終 結 時-分	室 温 ℃	湿 度 %
3.16	3130	16	27.0	2-40	3-43	20.5	85

安定性	強 さ						
	フロー値	曲 げ (値)			圧 縮 (値)		
		3 日	7 日	28 日	3 日	7 日	28 日
良	237	30.9	48.5	71.7	123	228	415

(2) 骨 材

種 類 \ 事 項		最大寸法 (mm)	比 重	吸水量 (%)	粗粒率
普 通	粗 骨 材	10	2.63	-	6.12
	細 骨 材	5	2.59	1.20	3.26
軽 量	粗 骨 材	15	1.42	9.3	6.45
	細 骨 材	5	1.87	16.7	2.95

(3) 鋼 材

種 類	降 伏 点 (kg)	引張強さ (kg)	伸 び (%)
φ6 (SR30)	3428	4000	28.5
D16 (SD30)	3741	5720	19.7
φ14 (第4種)	13440	14400	6.0

2) コンクリートの示方配合

普通コンクリート（配合“Ⅰ”）と軽量コンクリート（配合“Ⅱ”）はともに、材合28日の配合強度を400kg、スランブを 5 ± 1 cmとした。それぞれの示方配合は表-5-12に示すとおりである。

表-5-12 コンクリートの示方配合

配 合	事 項 種 類	28日 強 度 (kg)	粗 骨 材 の 最 大 寸 法 (mm)	ス ラ ン ブ の 範 囲 (cm)	水 セ メ ン ト 比 (%)	細 骨 材 率 (%)	単 位 量				
							水 ($\frac{m^3}{m^3}$)	セ メ ン ト ($\frac{m^3}{m^3}$)	細 骨 材 ($\frac{m^3}{m^3}$)	粗 骨 材 ($\frac{m^3}{m^3}$)	混 和 ボ ー リ ン グ ($\frac{m^3}{m^3}$)
Ⅰ	普通	400	10	5 ± 1	43.3	47.5	204	470	846	934	セメント の0.04
Ⅱ	軽量	400	15	5 ± 1	43.5	41.0	175	400	535	585	セメント の0.04

3. 供試体の作製方法

PC ロッドと PC シリーズのプレキャスト部は打設後 1 日で脱型し、打継面にあたる表層は十分にワイヤブラシをかけて目荒しを施し、レイタンスを除去した。ただし、水平打継面にあたる面は、粗骨材が露出して凹凸を有している。一方、PC ロッドの両側面は、作製時に型枠の側板に接していた関係で平滑であって、上記のワイヤブラシかけによって目荒しのみを施すことにした。

これらは、打設後 3 週間でオイルジャッキを用いて所定のプレストレスを導入してグラウトを行ない、1 週間後に現場打ち部のコンクリートを打設した。載荷試験はその後 4 週間で行った。

一方、はり供試体に用いたコンクリートの以下の諸性質を調べるための供試体を各 3 本ずつはり供試体と同時に作製した。

PC シリーズのプレキャスト部および PC ロッド部；

{	プレストレス導入時の弾性係数：	10 ϕ 20 cm	
	はりの載荷試験時の圧縮強度：	10 ϕ 20 cm	
	"	弾性係数：	10 ϕ 20 cm
	"	引張強度：	10 ϕ 20 cm
	"	曲げ強度：	10 \times 10 \times 40 cm

現場打ち部；

{	はりの載荷試験時の圧縮強度：	10 ϕ 20 cm	
	"	弾性係数：	10 ϕ 20 cm
	"	引張強度：	10 ϕ 20 cm
	"	曲げ強度：	10 \times 10 \times 40 cm

なお、以上の供試体は全て、脱型後 1 週間は湿布養生を行ない、以後は実験室内でビニールシートで覆うことによって養生した。

4. 試験方法

載荷試験は、図-5-17 に示すようにスパン 13.2 m \times 2 の 2 スパン連続はりとして、両スパンの中央に荷重を加えた。

荷重階は中間支点部と載荷点部に曲げひびわれが発生するまでは 0.2 t 刻みとし、それ以後は 0.4 t 刻みとした。

各荷重階で、最小目盛 1/100 mm のダイヤルゲージでスパン中央のたわみ、容量 20 t のロードセルで 3 支点の支点反力、および断面の上、下縁から 1 cm の位置で 20 cm 間隔ごとにブ

表-5-13 コンクリートの諸性質

供試体の種別		現場打ちコンクリート				プレキヤストコンクリート									
						P C ロ ッ ド				P C 部 材					
		σ_c	σ_t	σ_b	E_c	σ_c	σ_t	σ_b	σ_p	E_c	σ_c	σ_t	σ_b	σ_p	E_c
R C シ リ ー ズ	現場打ち	P0-6-8-1-RC	555	44.1	625	345	562	469	658	0	368	-	-	-	-
		P4-6-8-1-RC	594	363	720	353	523	379	623	47.1	362	-	-	-	-
		P8-6-8-1-RC	594	363	720	353	523	379	623	833	362	-	-	-	-
		P0-9-8-1-RC	587	336	589	358	437	34.1	604	0	336	-	-	-	-
	現場打ち	P4-9-8-1-RC	589	366	749	340	524	323	697	404	351	-	-	-	-
		P8-9-8-1-RC	589	366	749	340	524	323	697	825	351	-	-	-	-
		P0-6-8-1-RC	396	232	378	165	562	469	658	0	368	-	-	-	-
		P4-6-8-1-RC	396	232	378	165	504	433	672	425	340	-	-	-	-
	現場打ち	P8-6-8-1-RC	396	232	378	165	504	433	672	79.9	340	-	-	-	-
		P0-9-8-1-RC	372	265	360	165	524	323	697	0	351	-	-	-	-
		P4-9-8-1-RC	344	26.1	492	165	504	433	610	395	329	-	-	-	-
		P8-9-8-1-RC	344	26.1	492	165	437	34.1	604	85.7	336	-	-	-	-
P C シ リ ー ズ	現場打ち	P0-9-6-1-PC	589	366	749	340	557	30.8	594	0	318	523	379	623	586
		P3-9-6-1-PC	587	336	589	358	562	469	658	368	368	557	308	594	620
		P6-9-6-1-PC	587	336	589	358	562	469	658	626	368	557	308	594	668
		P9-9-6-1-PC	555	44.1	625	345	562	469	658	920	368	557	308	594	636
	現場打ち	P0-9-6-1-PC	399	226	392	179	557	30.8	594	0	318	524	323	697	635
		P3-9-6-1-PC	399	226	392	179	523	379	623	326	362	504	340	610	642
		P6-9-6-1-PC	399	226	392	179	504	433	672	595	340	437	34.1	604	588
		P9-9-6-1-PC	344	26.1	492	165	523	379	623	959	362	504	433	672	57.8
	現場打ち	P0-9-6-1-PC	589	366	749	340	557	30.8	594	0	318	523	379	623	586
		P3-9-6-1-PC	587	336	589	358	562	469	658	368	368	557	308	594	620
		P6-9-6-1-PC	587	336	589	358	562	469	658	626	368	557	308	594	668
		P9-9-6-1-PC	555	44.1	625	345	562	469	658	920	368	557	308	594	636

σ_c : 圧縮強度 (MPa)
 σ_t : 引張強度 (MPa) - 割裂強度
 σ_b : 曲げ強度 (MPa)
 σ_p : プレストレス (MPa)
 E_c : 弾性係数 ($\times 10^5$ MPa)

ラグをはりつけて検長20cmのホイットモア型ひずみ計でひずみを測定した。

2節 試験結果と考察

1. 試験結果

はりに使用したコンクリートの諸性質とプレストレス量を表-5-13に示す。ただし、表中の引張強度は割製試験から求めたもので、弾性係数は圧縮強度の $1/8$ 点における割線係数である。以下にはりのそれぞれの試験結果とその計算方法について述べる。

1) 曲げひびわれ耐力

表-5-14に中間支点部の現場打ちコンクリートならびに載荷点部に対する曲げひびわれ荷重の実験値と計算値を示す。

ひびわれはホイットモア型ひずみ計によるひずみの測定（ひずみの急変）と目視（ひびわれが発生していれば、表面をアセトンで軽く湿らせると、ひびわれ線が濃く明瞭にでる）による方法を併用して求めたものである。

一方、計算値は第4編に述べたと同一の考え方に基づく塑性計算法を適用したもので、圧縮応力と引張応力に対してともにコンクリートの応力～ひずみ関係を完全弾塑性で近似して（プレストレスの影響も考慮する）、中間支点の現場打ち部と載荷点断面に対する曲げひびわれモーメント Mer_1' , Mer_2' をまず計算した。ただし、この場合にも弾性係数は圧縮と引張に対して同一と仮定し、圧縮強度の $1/8$ 点の割線係数を用いた。また、コンクリートの引張塑性率は普通、軽量コンクリートともに $\mu=0.6$ と仮定した。（詳細は第4編・2章参照のこと）

つぎに、曲げひびわれ荷重は上の Mer_1' , Mer_2' を用いて以下のようにして求めた。

実際には、いずれかの断面に曲げひびわれが発生するとモーメントの再分配が生ずる。ここではこれを無視し、スパン全長に一樣断面を仮定した三連モーメント式から求まる中間支点と載荷点のモーメントがそれぞれ Mer_1' , Mer_2' に達した時に曲げひびわれが発生すると考えて次式から計算した。

$$\left. \begin{aligned} \text{中間支点;} \quad Per_1' &= \frac{32}{3} \times \frac{Mer_1'}{l} \\ \text{載荷点;} \quad Per_2' &= \frac{64}{5} \times \frac{Mer_2'}{l} \end{aligned} \right\} \quad (5-4)$$

ここで、 l =スパン(132cm)

2) 破壊耐力

破壊荷重の実験値と計算値を、表-5-15に示す。計算値 P_u' は、終局時に中間支点と

表-5-14 曲げびわれ荷重

供試体の種類		中間支点			載荷点		
		実験値 Per1 (t)	計算値 *) Per1' (t)	Per1 / Per1'	実験値 Per2 (t)	計算値 *) Per2' (t)	Per2 / Per2'
R C シ リ ー ズ	P0-6-8-I-RC	2.8	2.9	0.97	2.8	4.3	0.78
	P4-6-8-I-RC	3.4	3.7	0.92	3.6	4.4	0.82
	P8-6-8-I-RC	4.0	3.8	1.05	4.0	4.4	0.91
	P0-9-8-I-RC	2.8	3.0	0.93	3.0	3.9	0.77
	P4-9-8-I-RC	4.0	4.0	1.00	4.0	4.5	0.89
	P8-9-8-I-RC	4.8	4.2	1.14	4.6	4.5	1.02
	P0-6-8-II-RC	2.2	2.6	0.85	2.2	3.8	0.58
	P4-6-8-II-RC	3.0	3.4	0.88	3.2	3.7	0.86
	P8-6-8-II-RC	3.2	3.6	0.89	3.6	3.7	0.97
	P0-9-8-II-RC	2.0	2.1	0.95	2.2	4.4	0.50
	P4-9-8-II-RC	4.0	4.4	0.91	3.2	4.3	0.74
	P8-9-8-II-RC	4.4	4.9	0.90	4.0	4.3	0.93
P C シ リ ー ズ	P0-9-6-I-PC	3.2	2.9	1.10	7.5	8.0	0.94
	P3-9-6-I-PC	4.0	3.7	1.08	7.4	8.0	0.93
	P6-9-6-I-PC	5.2	4.7	1.11	7.8	8.3	0.94
	P9-9-6-I-PC	6.0	5.0	1.20	8.0	8.1	0.99
	P0-9-6-II-PC	2.8	2.3	1.22	6.5	7.4	0.88
	P3-9-6-II-PC	4.0	3.8	1.05	7.0	7.9	0.89
	P6-9-6-II-PC	4.4	4.2	1.05	6.0	7.5	0.80
	P9-9-6-II-PC	4.6	5.4	0.85	8.0	8.4	0.95

*) 普通コンクリート，軽量コンクリートともに引張塑性率を $\mu = 0.6$ として求めたもの

載荷点断面に塑性ヒンジの形成を仮定した曲げ破壊に対するもので，この場合も各スパンの中央載荷であるから前記の式(5-3)で求めた。ただし，中間支点と載荷点断面の曲げ破壊モーメントは，上記の塑性計算法によってコンクリートの最大圧縮ひずみを $\epsilon_u = 0.0025$ として計算したものである。

表-5-15 破壊荷重

供試体の種類		実験値 $P_u(t)$	計算値 $P'_u(t)$	P_u / P'_u
R C シ リ ー ズ	P0-6-8-I-RC	15.9	15.2	1.05
	P4-6-8-I-RC	17.4	15.0	1.16
	P8-6-8-I-RC	17.1	15.0	1.14
	P0-9-8-I-RC	15.8	15.0	1.05
	P4-9-8-I-RC	16.7	15.0	1.11
	P8-9-8-I-RC	17.6	14.9	1.18
	P0-6-8-II-RC	13.9	13.6	1.02
	P4-6-8-II-RC	14.9	13.5	1.10
	P8-6-8-II-RC	14.2	13.5	1.05
	P0-9-8-II-RC	14.6	13.6	1.07
	P4-9-8-II-RC	15.8	13.3	1.18
	P8-9-8-II-RC	15.7	13.1	1.20
P C シ リ ー ズ	P0-9-6-I-PC	17.0	16.9	1.01
	P3-9-6-I-PC	17.6	17.0	1.04
	P6-9-6-I-PC	17.1	17.0	1.01
	P9-9-6-I-PC	16.6	17.0	0.98
	P0-9-6-II-PC	13.8	15.4	0.90
	P3-9-6-II-PC	15.1	15.4	0.98
	P6-9-6-II-PC	12.5	15.0	0.83
	P9-9-6-II-PC	14.3	14.7	0.97

3) 中間支点モーメント

各々の供試体条件による中間支点モーメントの相異を実験値に基づいて比較したものの一
例を図-5-18に示す。また、計算値と実験値を比較した一例を図-5-19に示す。

中間支点モーメントの実験値はロードセルによる支点反力の測定値から求めたものである。

一方、計算値としては曲げひびわれを考慮しない場合とした場合を示した。前者はスパン
の全長に渡って一様断面を仮定して、三連モーメント式から求めたものである。後者はM～

K関係（曲げモーメント～曲げ剛性）としては、曲げひびわれ発生モーメントまでは全断面を有効として新旧コンクリートの弾性係数を考慮した換算断面の曲げ剛性を用い、それ以後から曲げ破壊モーメントに至るまでは曲げ剛性が2次放物線状に低下すると仮定した第4編の式（4-5）を用いた。なお、ひびわれモーメントは塑性計算式により、負モーメント域では上記の計算値 Mer_1' を、正モーメント域では Mer_2' とした。このM～K関係を用いて中間支点モーメントを計算する方法は本編の2章に述べたと全く同じである。ただし、計算にあたって、ここではスパンを4/4分割し、弾性荷重法としてはニューマーク法を用いた。

なお、前記のホイットモア型ひずみ計によるひずみ測定値から求めた曲率分布の一例を図-5-22に示す。

4) たわみ

本試験で選定した供試体条件によるスパン中央のたわみの相異を実験値に基づいて示したものが図-5-20である。一方、図-5-21に計算値と実験値を比較したものの一例を示す。

実験値は左右スパンの中央のたわみを平均して表わしたものである。

一方、その計算値は曲げひびわれを考慮したもので、上述の中間支点モーメントの場合と同一のM～K関係を仮定して、本編の2章と全く同一の方法で求めたものである。

2. 考 察

1) 曲げひびわれ耐力

まず、表-5-14に示した曲げひびわれ荷重の実験値から、次のことが明らかである。

負のモーメントが作用する中間支点部の現場打ちコンクリートに対する曲げひびわれ荷重は、PCロッドのプレストレス量の多いほど、またその幅の広いほど大きくなることがわかる。これは4編の単純はりの試験でえられた結果と同じである。なお、現場打ち部とPCロッド部の曲げひびわれ発生荷重の差はPCロッドのプレストレス量が多くなるほど大きくなることが認められた。

一方、正のモーメントが作用する載荷点下の曲げひびわれ荷重も、PCロッドの影響を受け、上の傾向と同じことが認められる。これは、PCロッドのプレストレス量ならびにその幅が大きくなると、中間支点部のひびわれ荷重が増大するので、ひびわれの発生にともなって生ずる載荷点方向へのモーメントの移行が遅れる結果と考えられる。

これらのことから、負のモーメント領域に対して適当なプレストレス量と断面を有するPCロッドを配置することは、連続合成はりの現場打ちコンクリートの曲げひびわれ耐力を増大させる上で有効であるばかりでなく、間接的に正のモーメントに対する曲げひびわれ耐力

の増大をもたらすのである。この点は2章と3章で述べた無応力筋による方法に較べてP C ロッドの使用による利点であろう。

つぎに、第4編と同様の考え方で現場打ち部とP C ロッド部の塑性域を含めた応力～ひずみ関係を考慮して求めた表-5-14の計算値について検討してみよう。

中間支点部の現場打ちコンクリートに対する曲げひびわれ荷重の計算値は、実験値とかなり良く一致し、上に述べたP C ロッドの条件によるひびわれ耐力の相異を十分に説明していると考えられる。

しかし、載荷点下の正モーメントに対するものは、総じて実験値が計算値より小さく、中間支点部に較べて適合度が良くないことがわかる。これは、載荷点下に対する曲げひびわれ荷重の計算値より小さい荷重ですでに中間支点部に曲げひびわれが発生し、実際にはある程度のモーメントの再分配が生じているためである。計算ではこのことを考慮していないからである。

以上のことは、現場打ち部が普通コンクリートと軽量コンクリートの場合に共通していることである。

2) ひびわれの発達状況と破壊耐力

ひびわれの様相の一例を写真-5-2に示す。それによると、曲げひびわれの発達状況はP C ロッドのプレストレス量と断面によってほとんど変わらないようである。普通コンクリートの場合は発生しないが、軽量コンクリートでは終局時に若干の斜めひびわれが認められた。

上記の曲げおよび斜めひびわれの他にP C ロッドと現場打ちコンクリートの界面に沿うひびわれもみられた。この界面ひびわれは中間支点部の現場打ち部に曲げひびわれが発生し、つぎにこれと同じ断面のP C ロッド部にも曲げひびわれが生じた後に、発生したものである。この界面ひびわれの発生はP C ロッドのプレストレス量が多いほど遅れることが認められた。なお、第4編の単純はりではこの界面ひびわれは認められなかったが、連続はりでは以下で述べるように、これがスパン上のモーメント分布やたわみにかなり影響しているのではないかと考えられる。

つぎに、表-5-15に示した破壊耐力について考えてみよう。

一部の供試体を除くと、破壊荷重の実験値は、中間支点と載荷点断面に塑性ヒンジを仮定して一体連続はりと同様に求めた曲げ破壊耐力の計算値を上回っていることがわかる。したがって、適当なシア-コネクターを設けたP C ロッドを使用した場合は、一体連続はりと同等の曲げ破壊耐力を期待しうると考えられる。また、この結果からみて、上記の界面ひびわれは破壊耐力にほとんど影響するものではないといえるであろう。

なお、現場打ち部に軽量コンクリートを使用した場合は普通コンクリートとしたものに較べて曲げ破壊耐力の実験値が低下している。これは前者の圧縮強度が小さいためであって、計算値に対する比でみると両者でほとんど差がないようである。したがって、軽量コンクリートを使用した場合も、P C ロッドとの付着性は普通コンクリートに対するものに遜色がないとみなしてよい。しかし、前者の場合は 8 章で述べたように斜引張耐力（せん断耐力）が低下するので設計上十分に留意する必要がある。

3) モーメントの再分配

荷重の増大に伴う中間支点モーメントの推移には、P C ロッドの条件によって以下のような相異が認められる。

図-5-18-(1)のように、中間支点モーメントは最初は荷重に比例して増加するが、中間支点部に曲げひびわれが生ずると、モーメントの増加率がそれ以前に較べて減少し始め、この状態からモーメントの再分配が明瞭となる。この現象は中間支点断面の曲げひびわれ耐力に関係するので、P C ロッドのプレストレス量が多いほど遅れることがわかる。しかし、P C ロッド部のプレストレス量に関係なく、終局状態に近づくにつれて中間支点断面の曲げ破壊モーメントに漸近していくことが認められる。

曲げひびわれの発生以後から破壊に至るまでの荷重～中間支点モーメント曲線の形状は、P C ロッドのプレストレス量が多い場合はやや下に凸形となり、少ないとやや上に凸形の曲線となる。これは、この荷重域ではプレストレス量が多いほど、中間支点モーメントが大きくなることを示すものである。このように、モーメントの再分配の挙動が P C ロッドのプレストレス量の影響を受けるのは、それが曲げひびわれ荷重と前記の界面ひびわれの発生荷重に関係するためである。

また、図-5-18-(2)によると、モーメントの再分配の様相は P C ロッドの断面の大きさにも関係するが、P C ロッドのプレストレス量によるものと同じ理由によるものである。

つぎに、中間支点モーメントの計算値について考えてみよう。

図-5-19によると、曲げひびわれの発生以後は、一樣断面を仮定して三連モーメント式から求めた計算値よりも中間支点モーメントが小さくなるようなモーメントの再分配を呈することが認められる。曲げひびわれを考慮した計算値は、この傾向を良く示していることがわかるであろう。

曲げひびわれ以後の荷重域における実験値と曲げひびわれを考慮して求めた計算値をさらに詳細に検討してみよう。P C ロッドのプレストレス量が少ない場合には（0～40 ㏪），上にも述べたように荷重～中間支点モーメントの実験曲線はやや上に凸形を呈するのに対し

て、計算値ではやや下に凸形となり傾向を異にし、絶対値にも差がみられる。しかし、プレストレスがそれ以上の場合には、曲線の形状ならびに絶対値は計算値と実験値でかなり良く合致しているといえるであろう。

4) た わ み

図-5-20-(1)からP C ロッドのプレストレス量の増加に伴って荷重～たわみ曲線の直線部分が長くなると同時にたわみも小さいこと、また、図-5-20-(2)によるとP C ロッドの断面が大きいとたわみが小さくなることが明らかである。これは、上記の中間支点モーメントの項で述べたと全く同じ理由によるものである。

一方、たわみの計算値は、図-5-21のように現場打ち部が普通コンクリートの場合も軽量コンクリートのものも曲げひびわれ発生以前の荷重域では実験値と良く一致しているがそれ以後の荷重域では実験値の方が大きめになっている。しかし、上記の中間支点モーメントの場合と同様にP C ロッドのプレストレス量が40%程度以上の時は、負のモーメントと正のモーメント領域に対して前記のM～K関係を仮定することによって終局時に近い状態までのたわみをかなり良く求めることができるのである。

ここでは、無応力筋または P C ロッドの配置によって、負のモーメントに抵抗させる連続合成はりを対象とした。この種の連続合成はりの設計上の基礎的資料をえるために、各種の条件のもとでたわみ、モーメントの再分配、ひびわれの発達状況と破壊様式ならびにそれらの耐力等を一連の載荷試験の結果にもとづいて考察するとともに、それらの解析上の問題について検討した。

本研究からえられた結果を要約すると以下のとおりである。

まず、2 章では現場打ちコンクリート内に無応力筋を配置して負のモーメントに抵抗させる方法を取上げ、主に中間支点部の鉛直打継面が上記の諸特性に及ぼす点を検討した。その結果、

- 1) 曲げひびわれの発生以後、鉛直打継面では同一モーメントに対する回転角が一体部に較べて大きくなることが示された。

一方、中間支点部にこの鉛直打継面を有する連続合成はりでは、その無いものに較べて曲げひびわれの発生以後ややたわみが大きく、中間支点モーメントの小さくなることが認められた。これは上に述べた理由で中間支点部の回転角が大きくなることによると考えられた。

- 2) 中間支点部に鉛直打継面を有する連続合成はりの曲げひびわれ発生以後のたわみならびにモーメントは厳密には上記の点を考慮して求める必要がある。しかし、負鉄筋指数 $\rho_{sy}/\sigma_{tr} < 0.2$ の場合は、第 3 編の式 (3-5) の M~K 関係を仮定し、鉛直打継面の存在を無視して一体連続⁶⁾はりと同様の方法で実用的には十分の精度で計算しうるものである。

- 3) 連続合成はりでは載荷点と中間支点間で斜ひびわれによるせん断破壊の先行しやすい傾向が認められたが、鉛直打継部の幅が支承面の幅よりせまい時は曲げ耐力計算値の 90% 以上の耐力が得られ一体連続はりには近いと考えられた。

また、3 章は 2 章と同様に無応力筋を配置する方法によるものを想定したものであるが、普通コンクリートからなるプレキャスト部に軽量コンクリートを打継いだ場合の挙動を検討した。その結果、

- 1) 両部コンクリートの圧縮強度が同程度の場合には普通コンクリートの一体連続はりと同程度の曲げ破壊耐力を有すると考えられる。一方、せん断破壊耐力は軽量コンクリートの占有割合で異なるが、その割合が 1/2 以上の時は軽量一体はりと同程度と考えるのが安全である。
- 2) 設計荷重時までの初期のたわみは普通コンクリートの一体はりより大きく、軽量一体はりより小さい。しかし、それ以後は合成断面中の軽量コンクリートの占有割合が 1/2 を越える場合には軽量コンクリートの一体はりに近い挙動を呈するので、この点も留意しておく必要がある。
- 3) 曲げひびわれの発生以後のモーメントの再分配は両コンクリートの一体はりと著しい相違はないが、中間支点モーメントがやや大きく、スパンモーメントが小さくなる傾向が認められた。

これは、第3編・2章で述べたように、この種の合成断面では正と負のモーメントに対して変形特性が異なることに関係するものである。

- 4) たわみならびにモーメントは、普通コンクリートと軽量コンクリートの特性を考えた第3編の式(3-5)のM~K関係を用いることによって、軽量コンクリートを打継いだ合成はりでも一体はりと同じの手法を適用して十分な精度で計算できることが明らかとなった。

一方、4章ではP C ロッドを配置して、負のモーメントに抵抗させた場合の挙動を検討した。その結果、以下のことが明らかとなった。

- 1) 中間支点部の現場打ちコンクリートの曲げひびわれ耐力は、P C ロッドのプレストレスの大きいほど、また全断面に占めるP C ロッドの割合が大きいほど増大することが認められた。これは第4編の塑性計算法を適用することによってうまく説明できるものである。したがって、この方法は上の無応力筋の配置による方法に較べて有利な点で、連続はりに応用しにくいとされている合成断面の欠点のある程度改善しうるものである。

さらに、これとともに載荷点下の正のモーメントに対する曲げひびわれ耐力も増大させることができる。

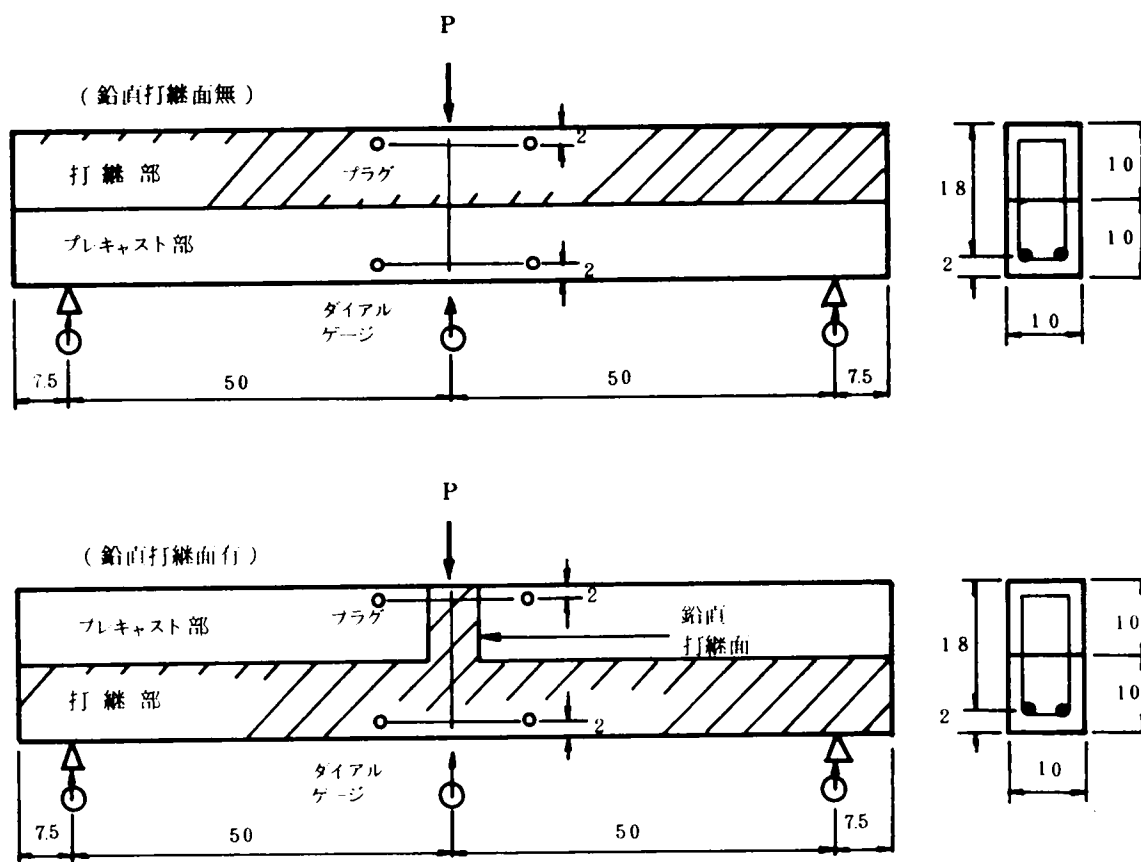
- 2) P C ロッドに適当なシアコネクターを配置した場合には、一体連続はりと同様の方法で求めた曲げ破壊耐力を発揮することが可能である。なお、P C ロッドと現場打ち間の界面に沿ってひびわれの発生することが認められたが、これは破壊耐力にほとんど関係しないとみなしてよいであろう。

- 3) 曲げひびわれ発生以後の荷重域では、中間支点モーメントはP C ロッドのプレストレス量と断面の大きいほど中間支点モーメントは大きくなり、一方たわみはこれとは逆に小さくなる。また、正と負のモーメントに対して本編の4章で述べた所要のM~K関係を仮定し、一体はりと同様の手法で求めたそれらの計算値は、P C ロッドのプレストレスが(0~40)‰の場合には実験値との適合度があまり良くなかったが、プレストレスがそれより大きい時は適合度がかなり良好である。したがって、P C ロッドに対する効果的なプレストレスの量を併せて考慮すると、この方法はこの種の連続合成はりの設計式としてもきわめて有効であると考えられた。

〔 第 5 編 文 献 〕

- 1) 例えば, A. H. Mattock, P. H. Kaar : “Precast- Prestressed Concrete Bridges 3, Further Tests of Continuous Girders,” Journal of the PCA Research and Development Laboratories, Vol. 2, №3, Sep. 1960
- 2) N. H. Burns : “Development of Continuity Between Precast Prestressed Concrete Beams” PCI Journal, Vol. 11, №3, June 1966
- 3) 大浜, 小林 : “プレキャストコンクリート合成はりの力学的性質に関する研究”コンクリートジャーナル, Vol. 8, №8, 1970. 8
- 4) 坂 : “鉄筋コンクリートの研究”産業図書
- 5) 大浜, 小林 : “プレキャストコンクリート連続合成はりの力学的挙動に関する研究”土木学会論文報告集, №206, 1972. 10
- 6) 小柳, 矢村, 境 : “RC連続はりの変形特性について”セメント技術年報, XX I 11, 1969
- 7) 小西, 成岡, 丹羽, 横尾 : “構造力学第1巻”丸善
- 8) P. H. Kaar, L. B. Kritz, E. Hognestad : “Precast - Prestressed Concrete Bridges 1. Pilot Tests of Continuous Girders” Journal of the PCA Research and Development Laboratories, Vol. 2, №2, 1960
- 9) 大浜, 小林, 中村 : “軽量コンクリート合成はりの力学的性質に関する研究”, セメント技術年報, XX I V, 1970
- 10) 小林, 中村 : “軽量コンクリート連続合成はりの力学的性質に関する実験的研究”土木学会中部支部研究発表会講演概要集, 1971. 2
- 11) 大浜, 小林, 小笠原 : “PCロッドを用いたコンクリート連続合成はりについて”, 土木学会第27回年次学術講演会講演集, 第5部, 1972. 10

図-5-1 供試体断面と試験方法



(単位: cm)

図-5-2 曲げモーメント～回転角ひずみ

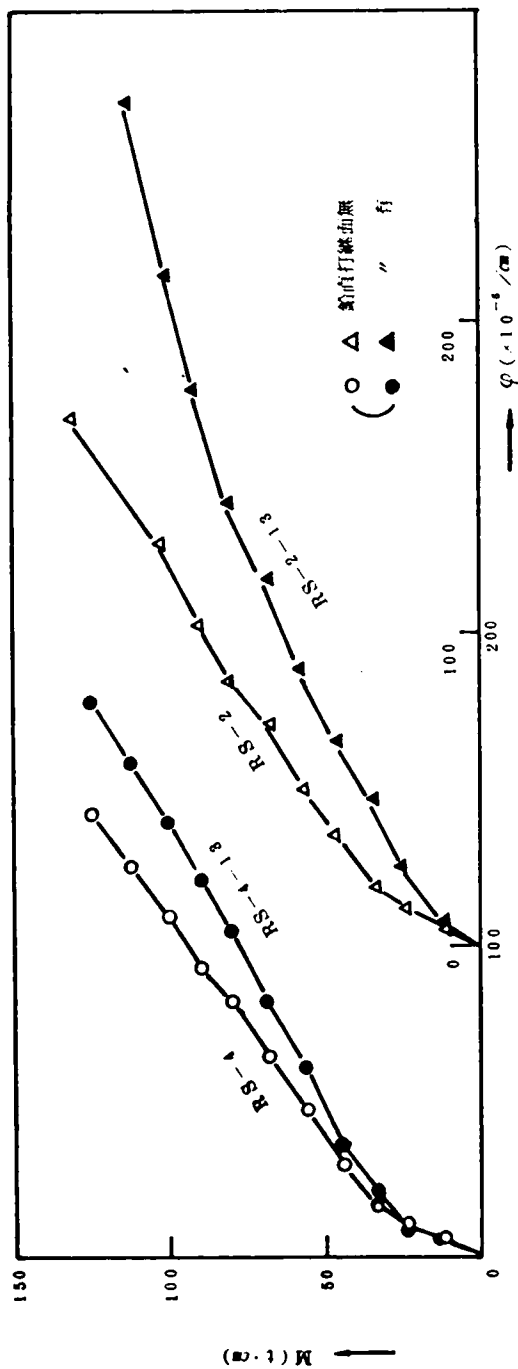


図-5-3 荷重～たわみ

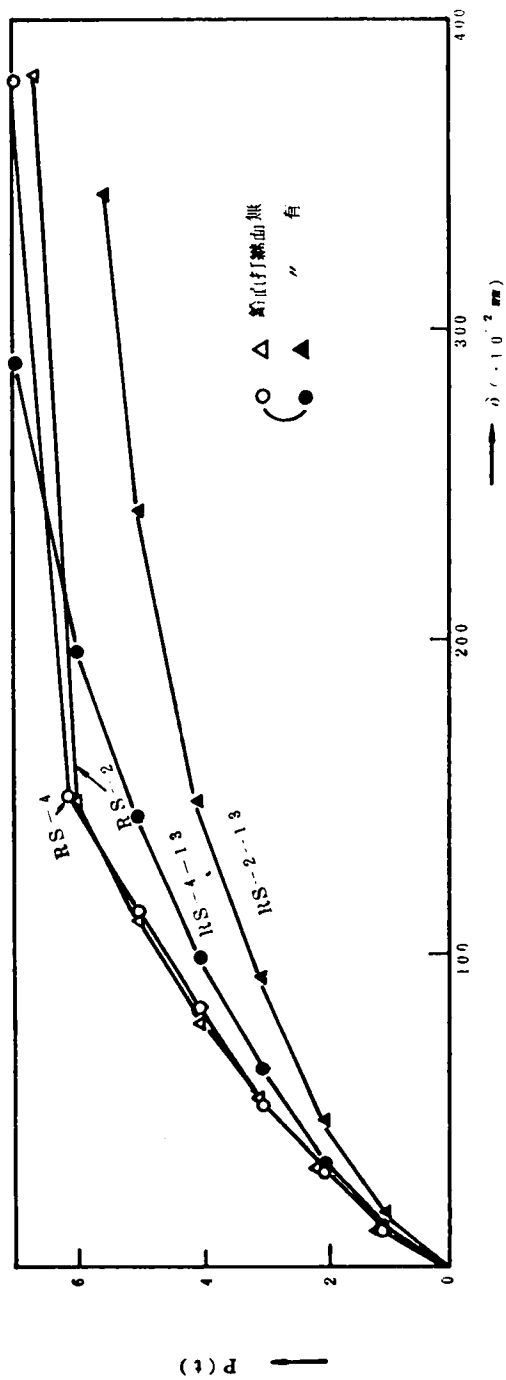


図 - 5 - 4 供試体の断面と試験方法

(1) 単純はり

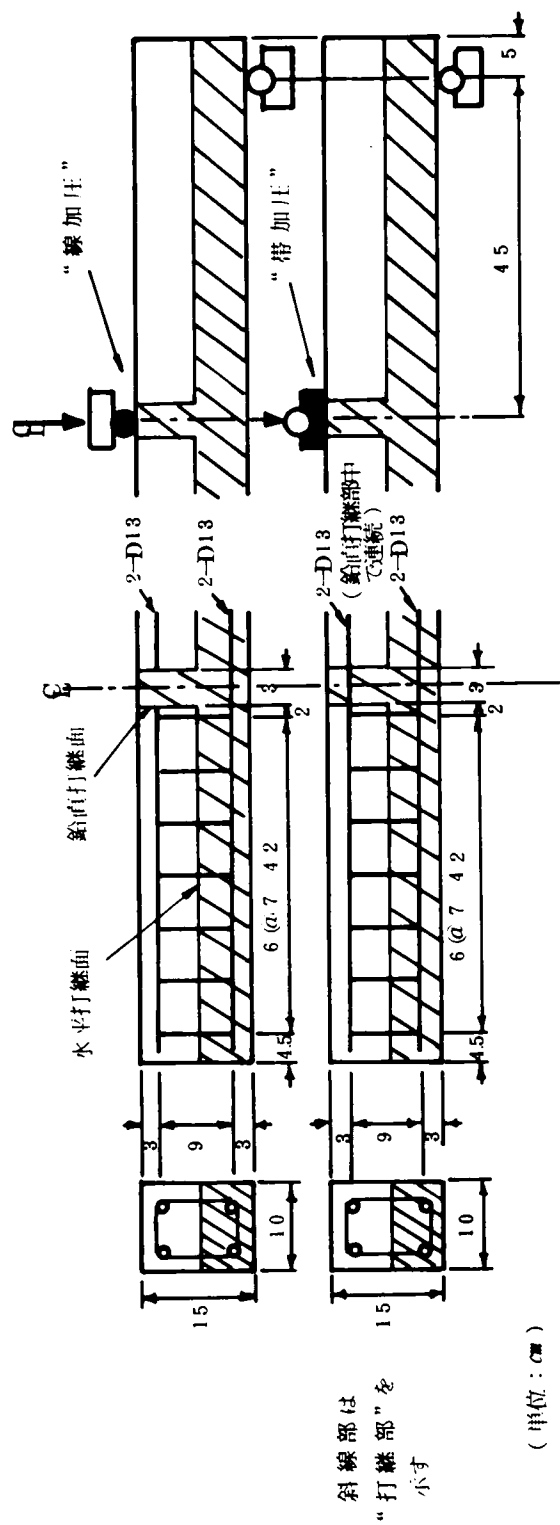


図-5 4 供試体の断面と試験方法

(2) 連続はり

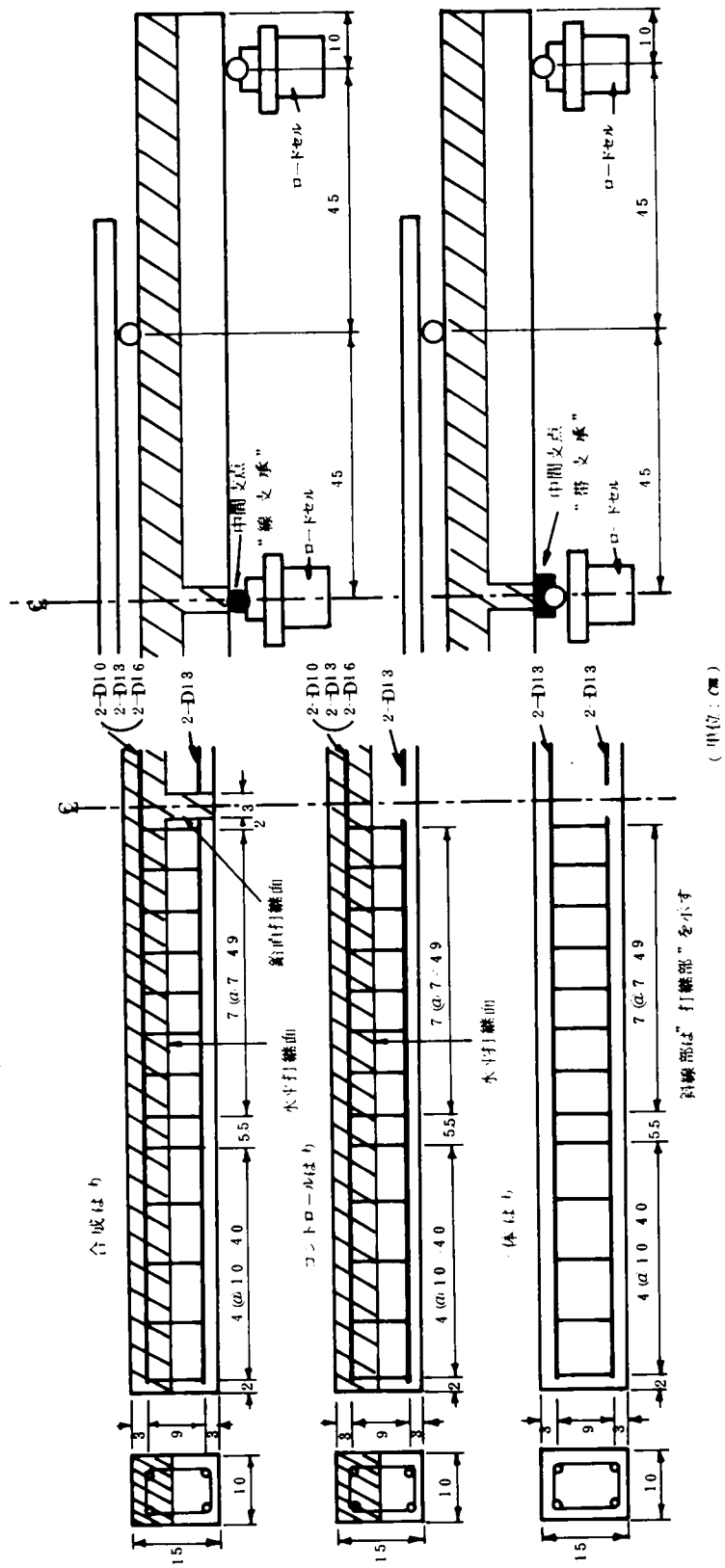


図-5-5 曲げモーメント～曲げ剛性

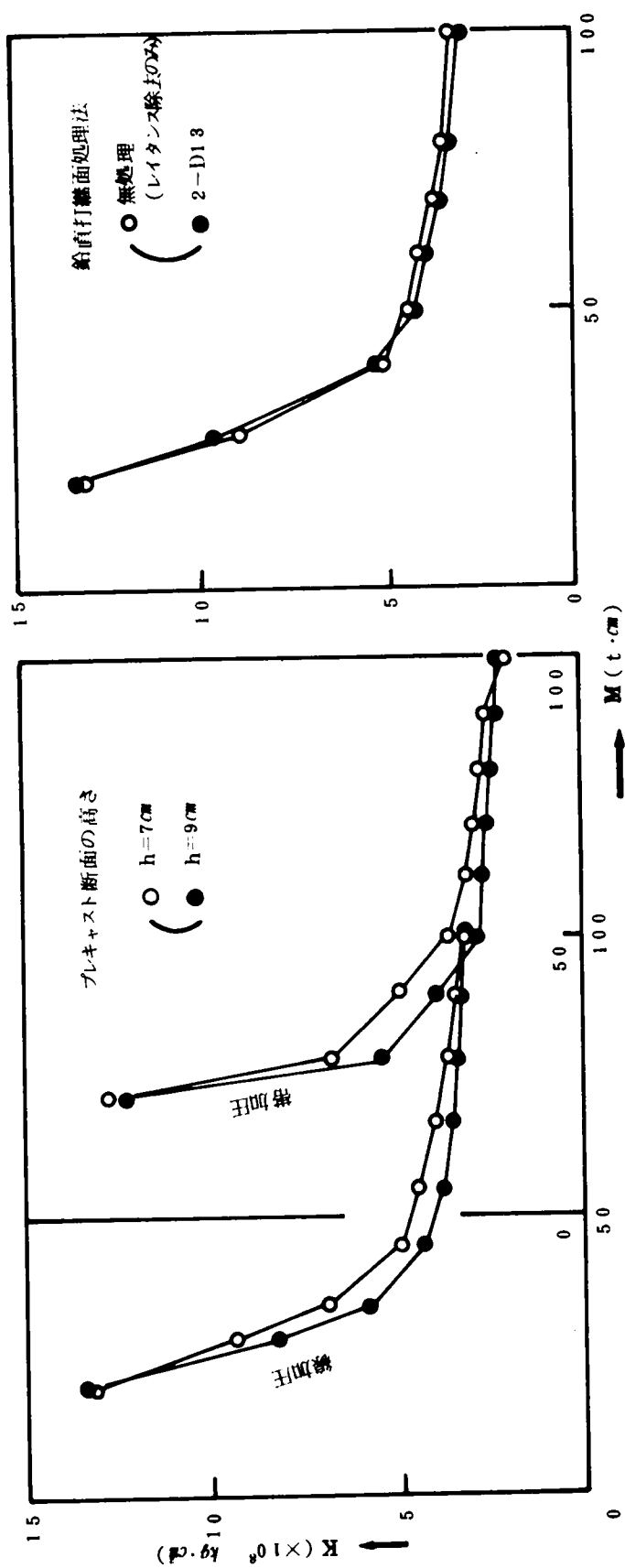


図 5-6 中絶はりの荷重～たわみ

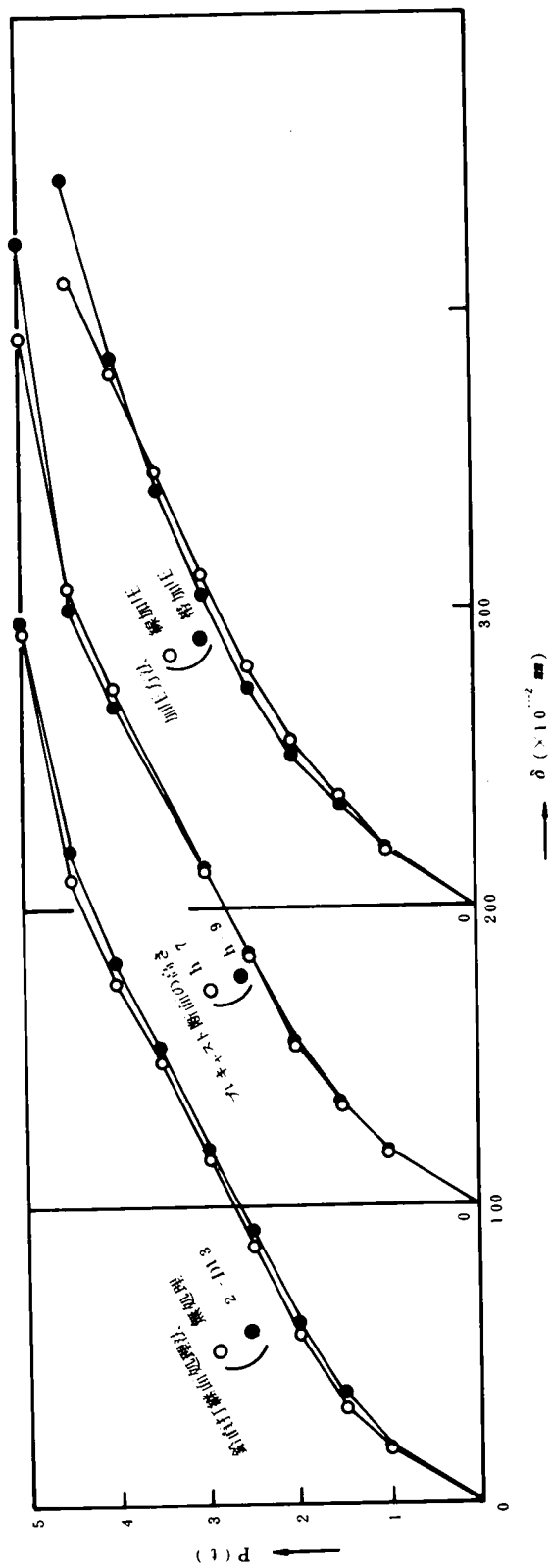


図 5-7 座続はりの荷重へたわみ

(1) 鉛直打線面の影響 (計算値と実験値の比較も示す)

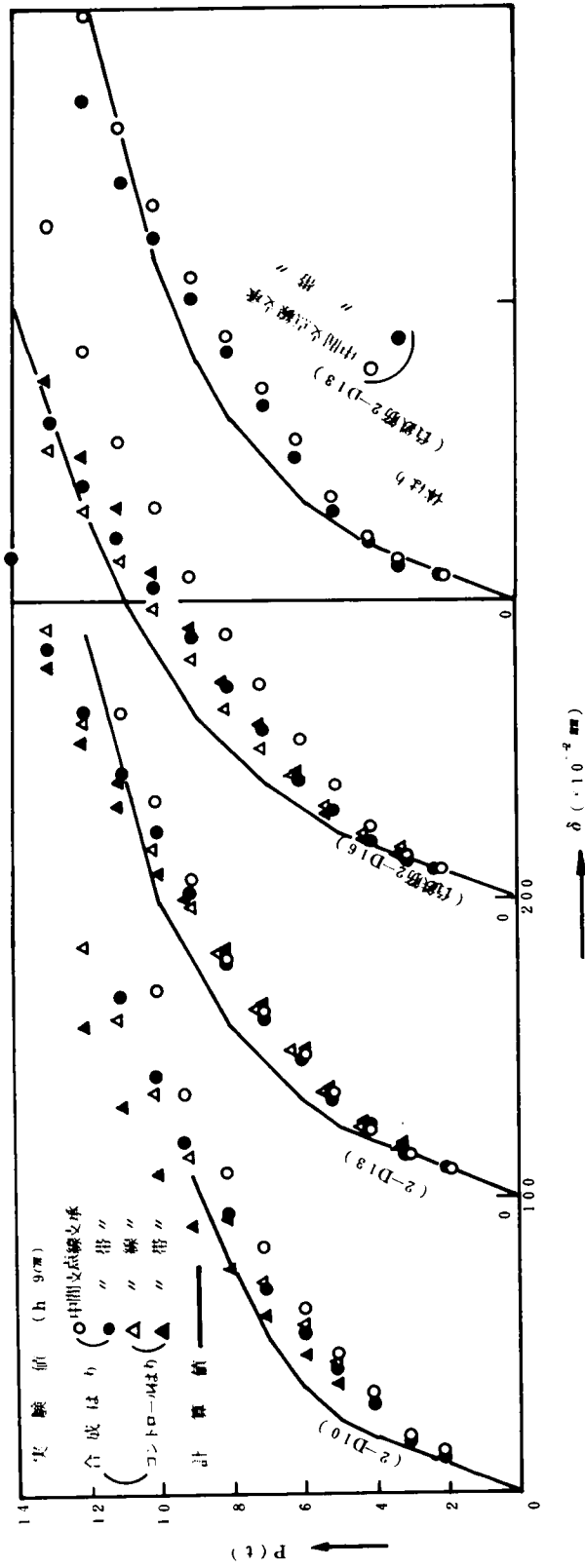
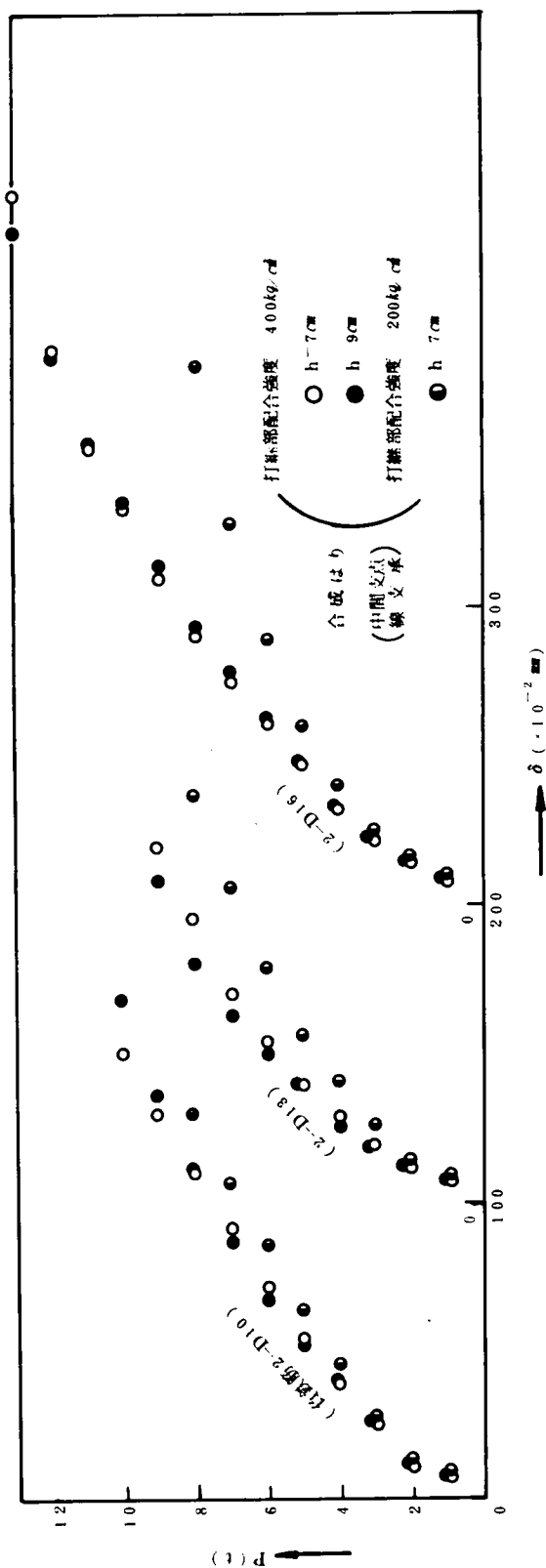


図 5-7 連続はりの荷重～たわみ

(2) 合成はりのプレキャスト断面の高さと打継部配合強度の影響



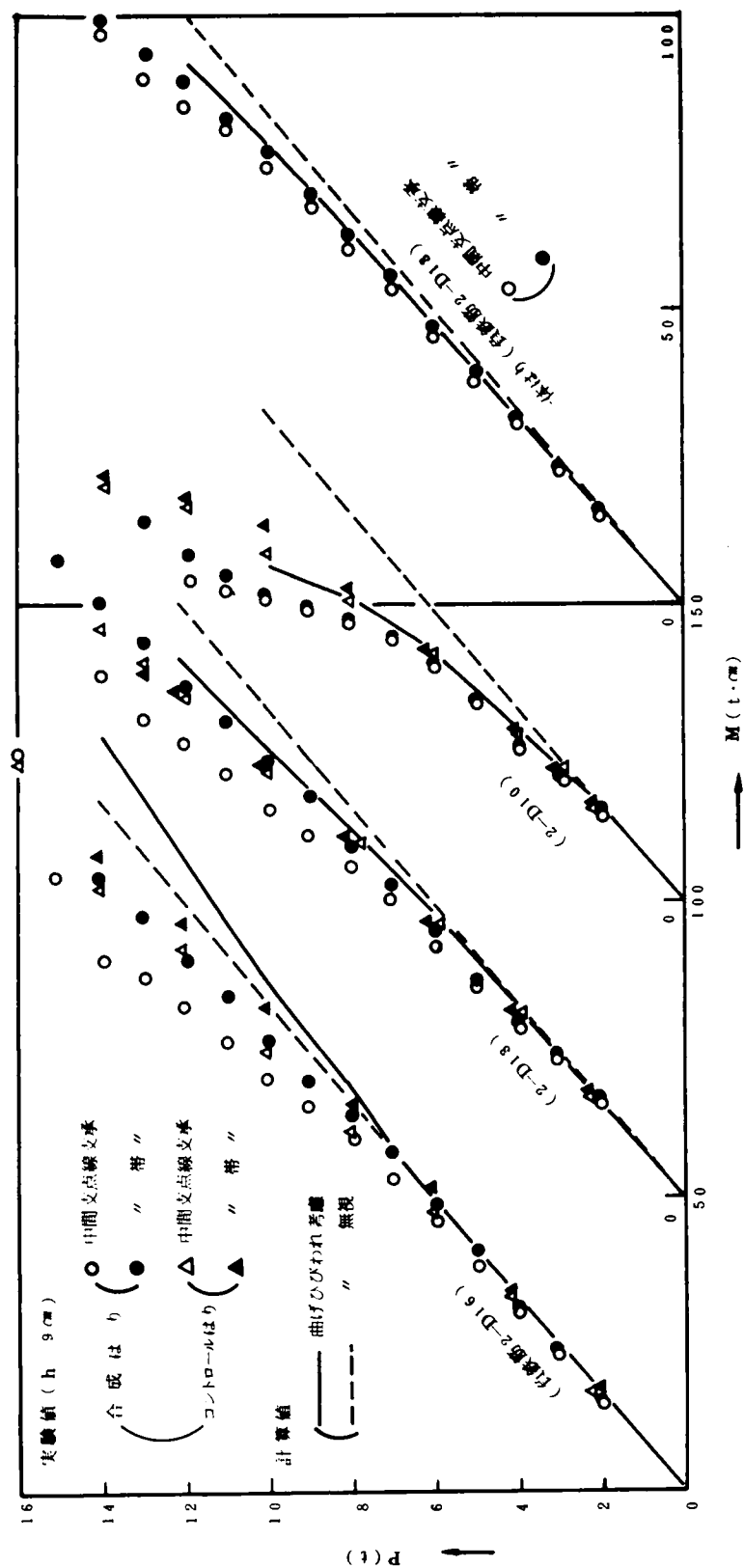


図-5-8 連続はりの向中～中間支点モーメント

(2) 合成はりのプレキャスト断面の筋さと打線配筋強度の影響

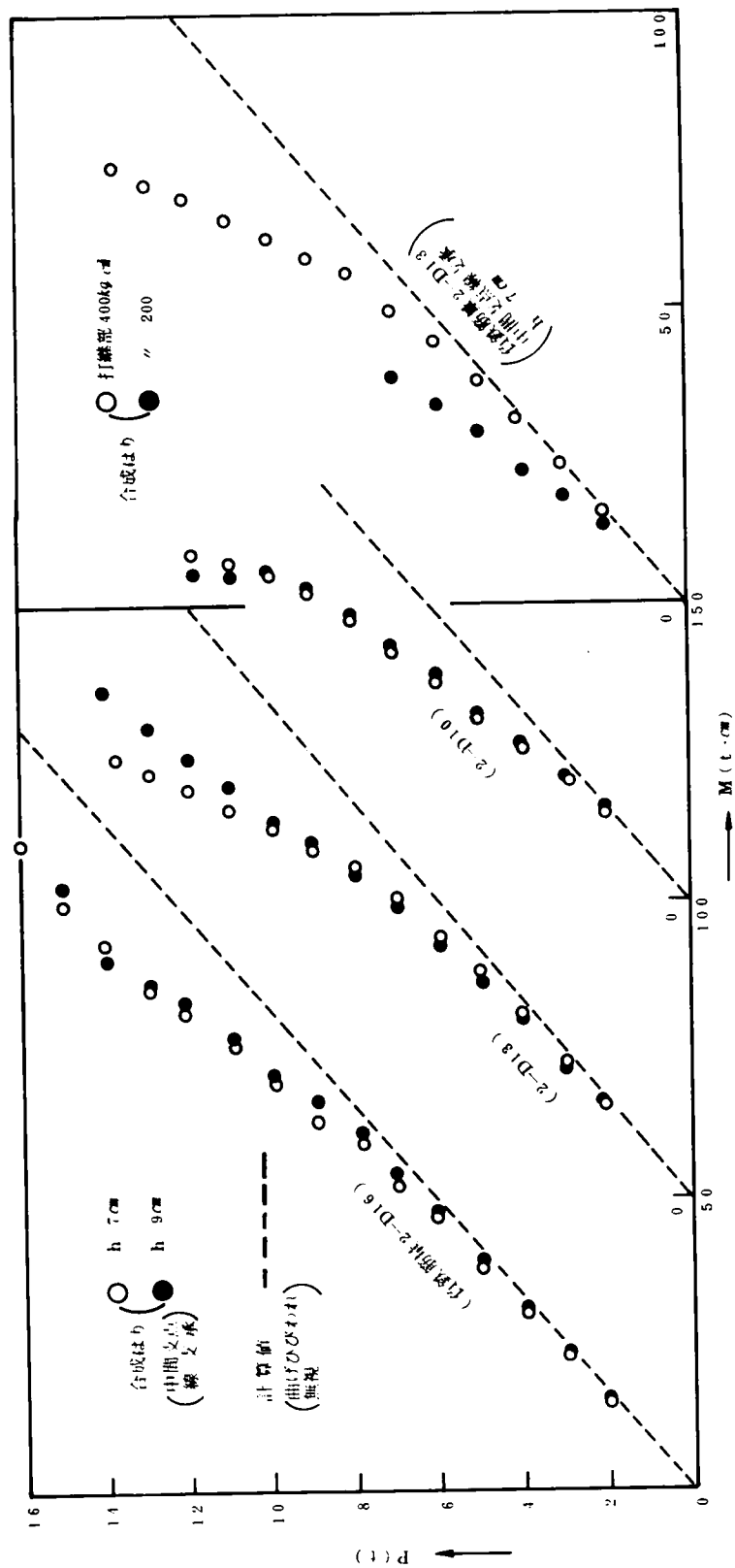


図-5-9 終局時のモーメント再分配

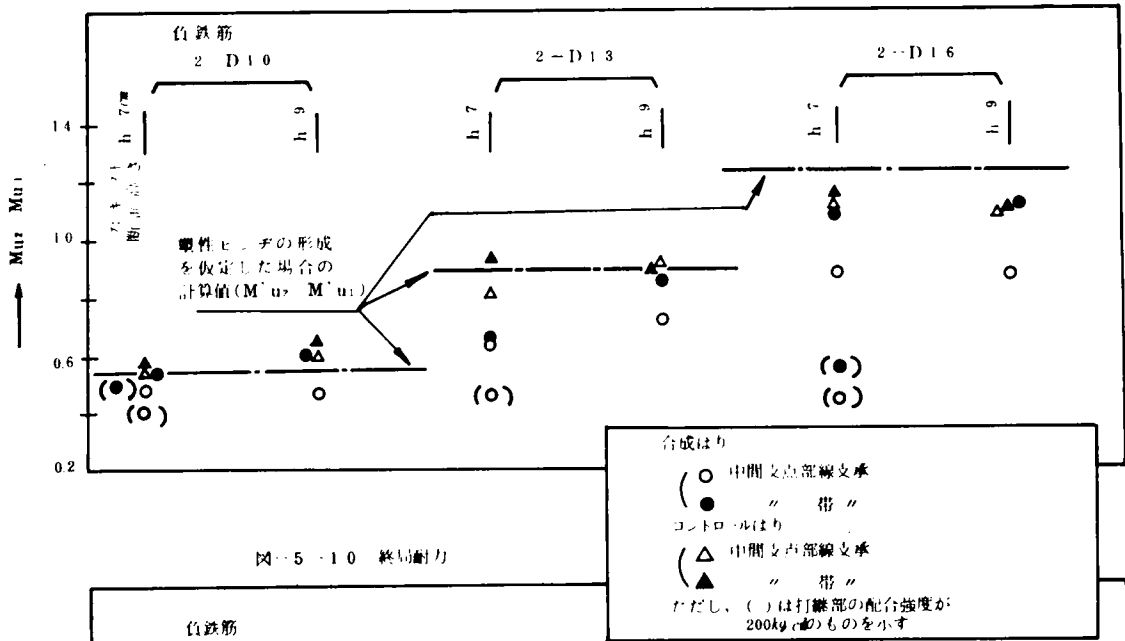


図-5-10 終局耐力

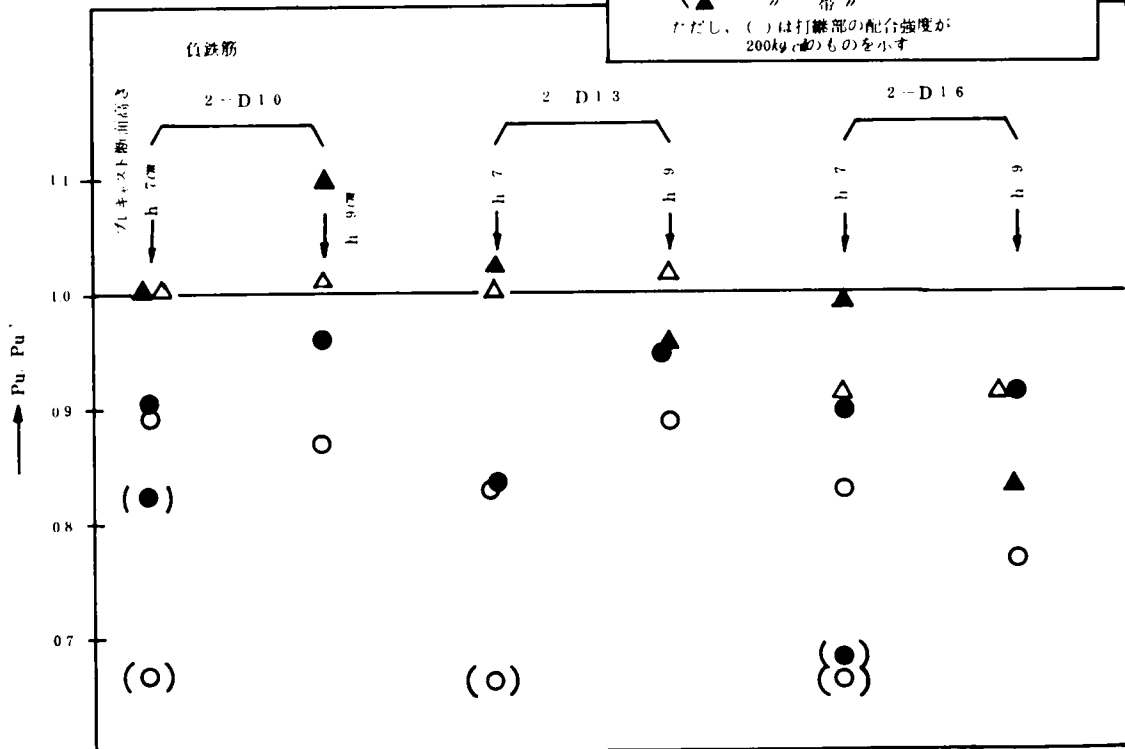


図-5 11 連続はりのひびわれの様相

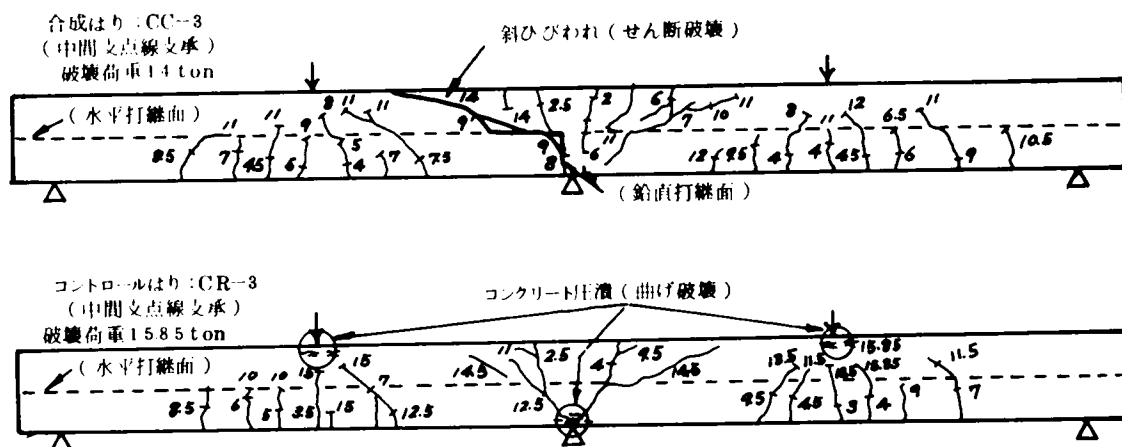


図-5-12 供試体の断面と載荷方法

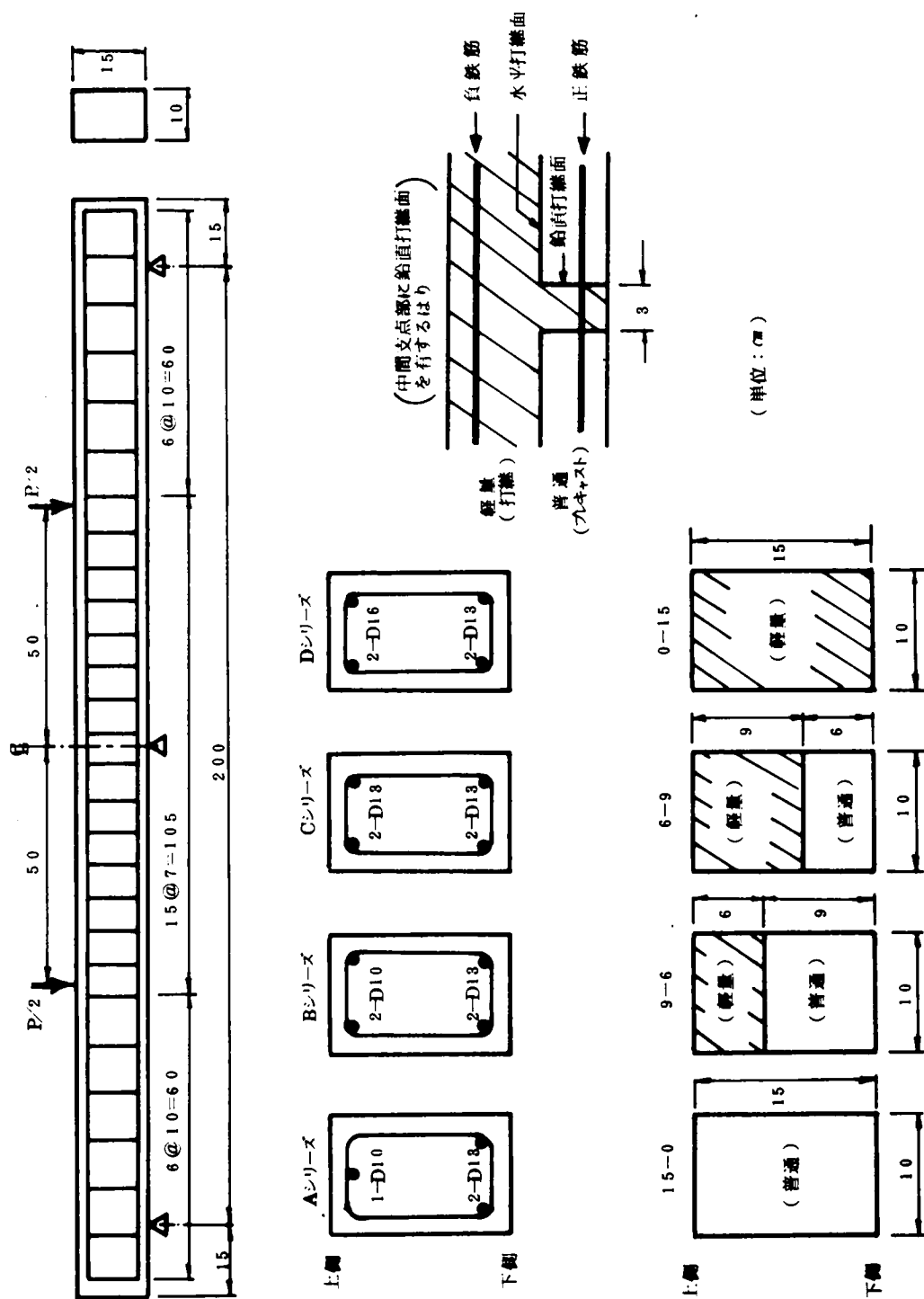


図-5-13 荷重～たわみ

(1) 陶コンクリートの占有割合とたわみの関係

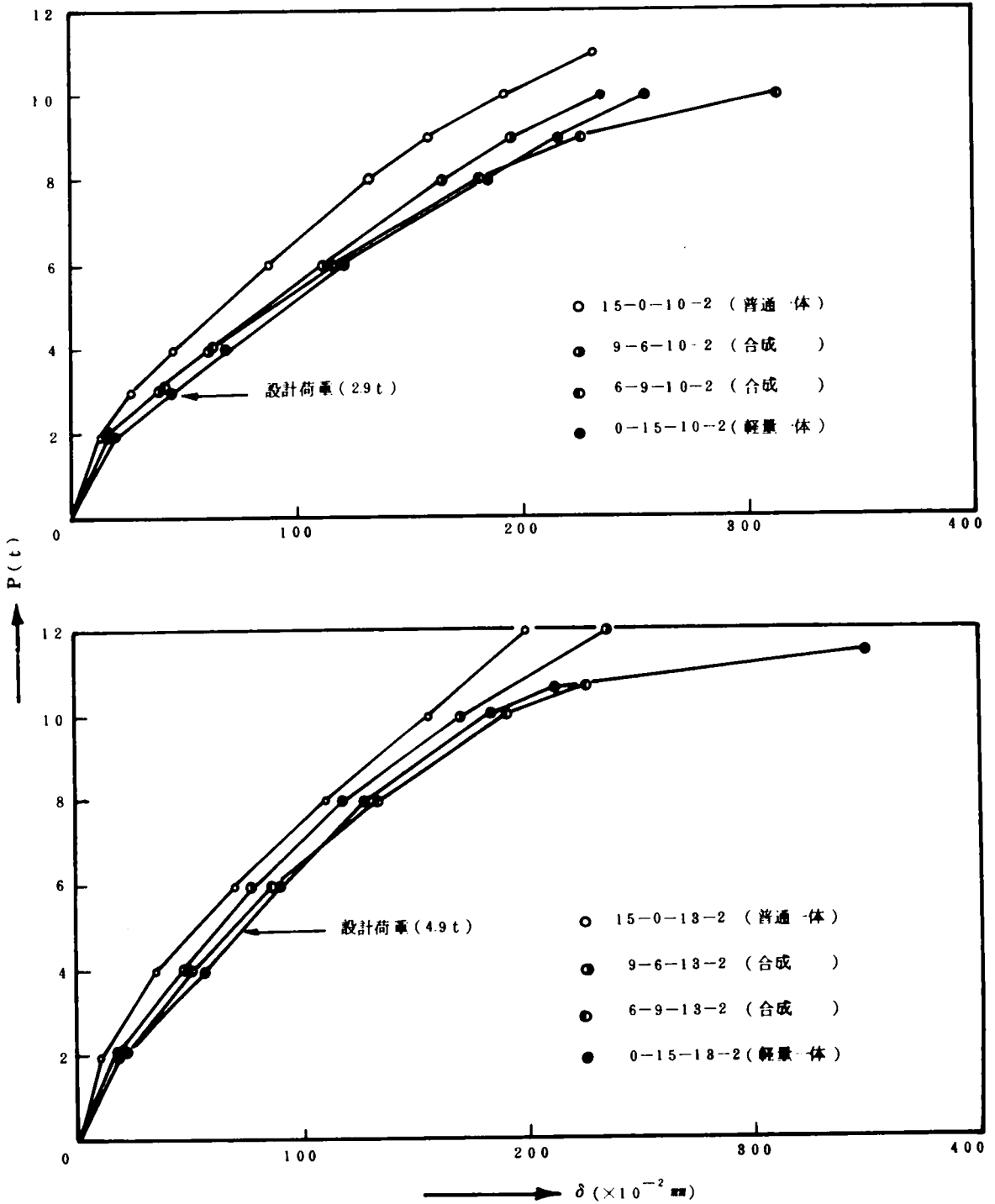


図-5-13 荷重～たわみ

(2) たわみの計算値

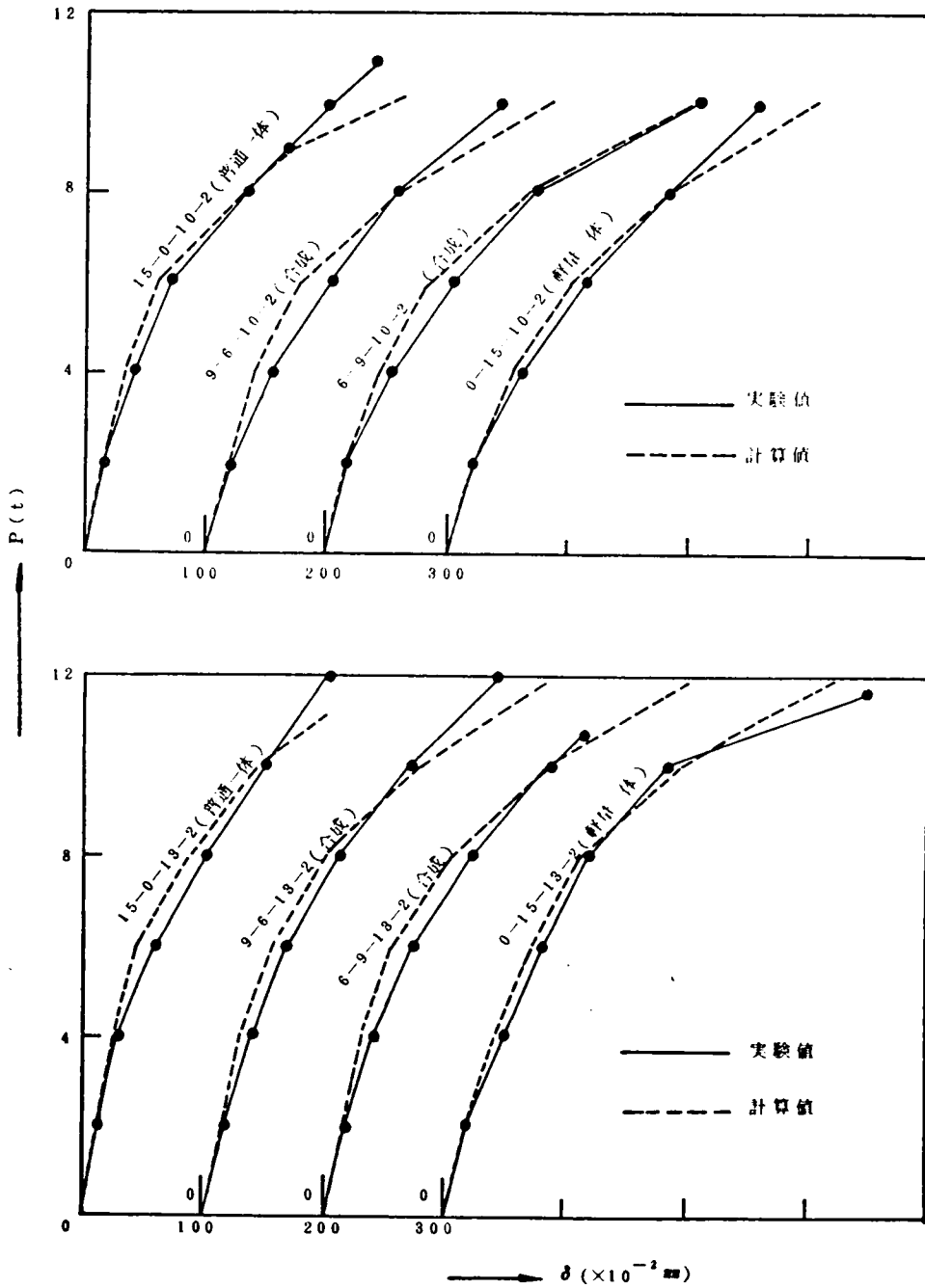


図--5--14 荷重～中間支点モーメント

(1) 面コンクリートの占有割合と中間支点モーメントの関係

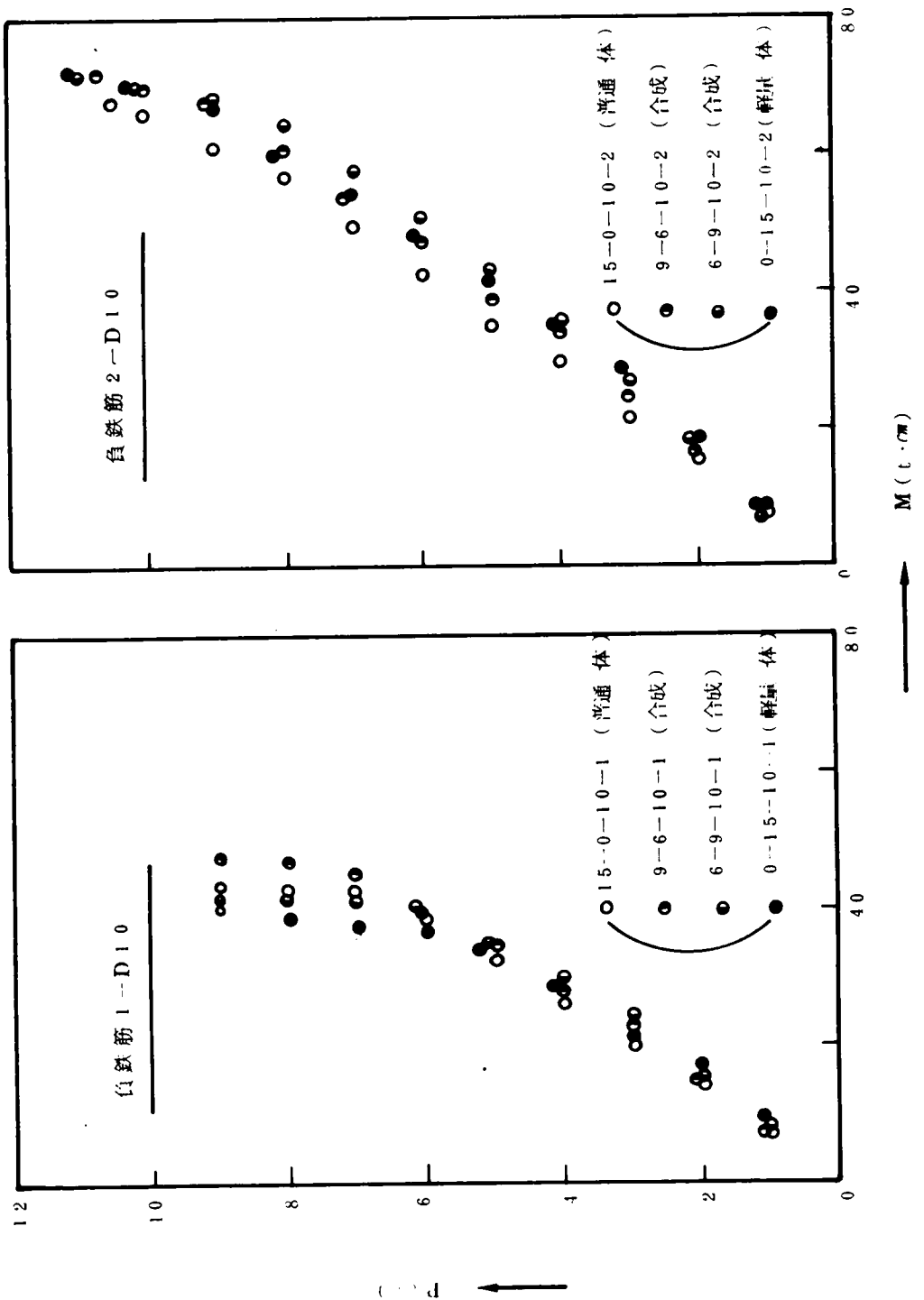
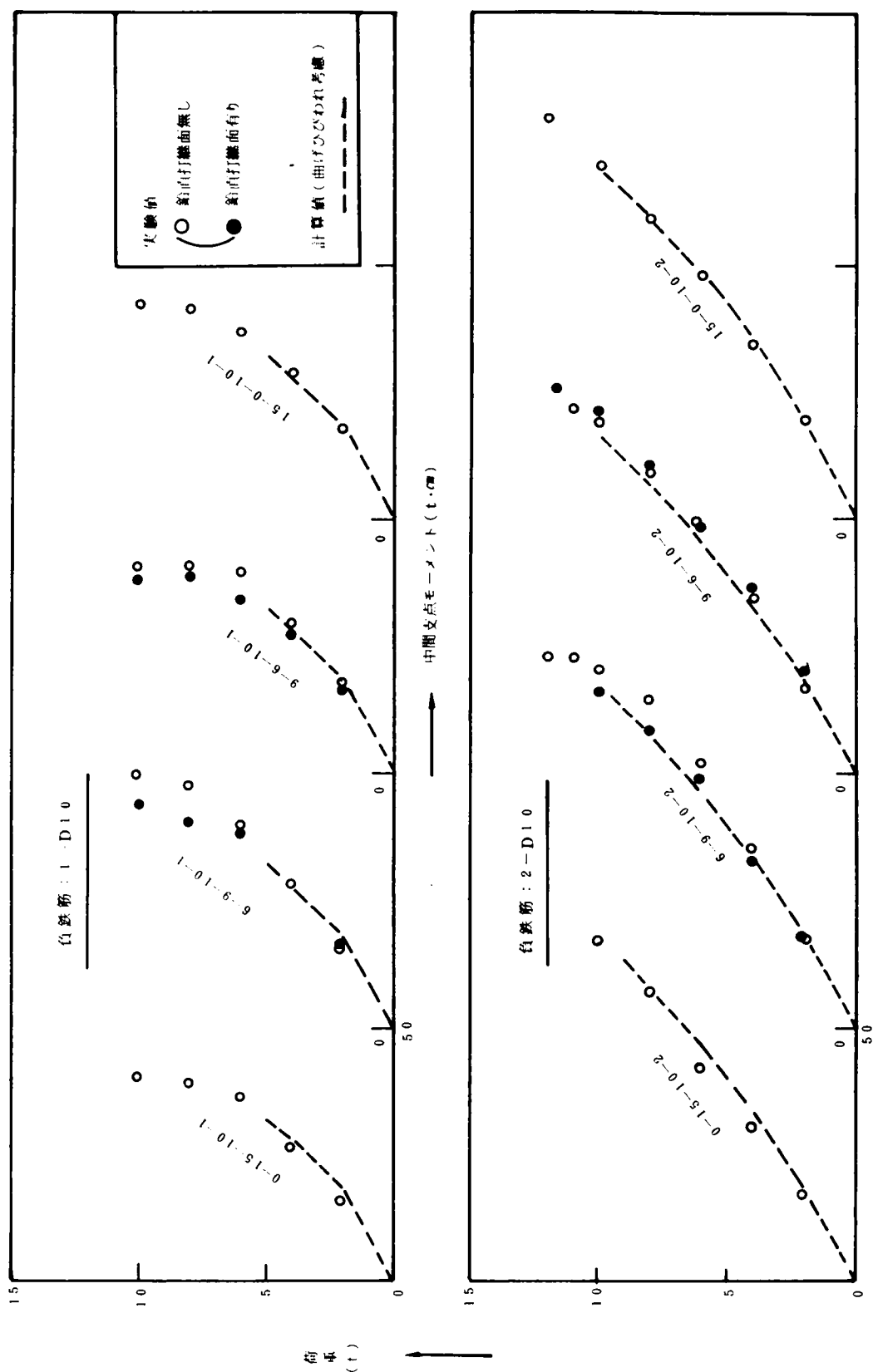


図-5-14 荷重～中間支点モーメント
(2) 1 中間支点モーメントの計算値



(2)-2 中間文点メモメントの計算値

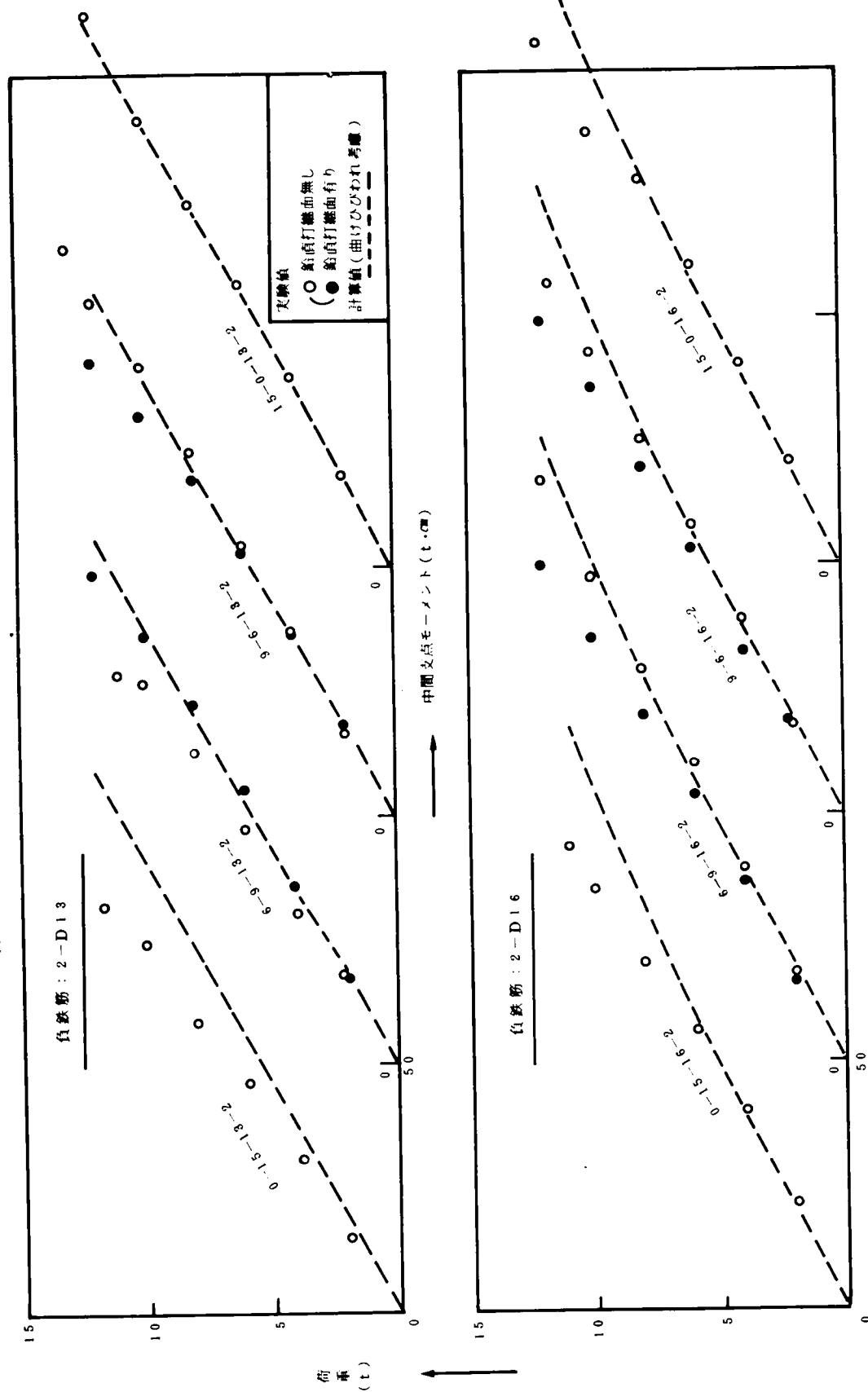


図 5-15 スパッタの回転角ひずみの分布

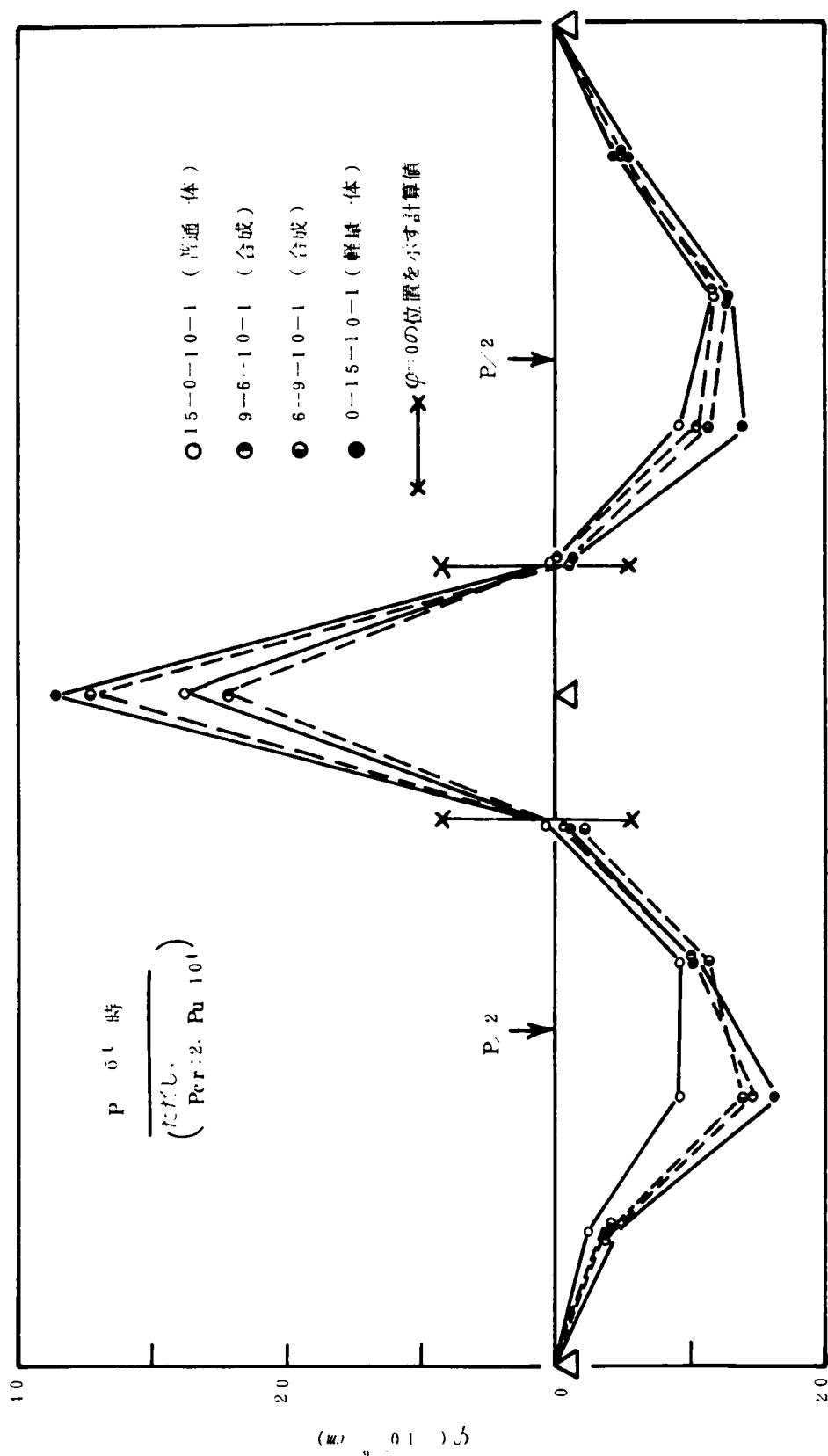
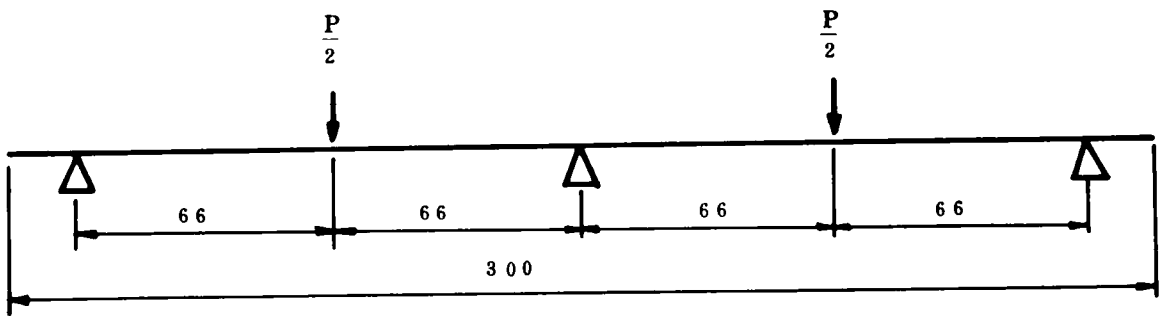


図-5-17 載荷試験



(単位 : cm)

図-5-18 荷重～たわみ

(2) たわみの計算値

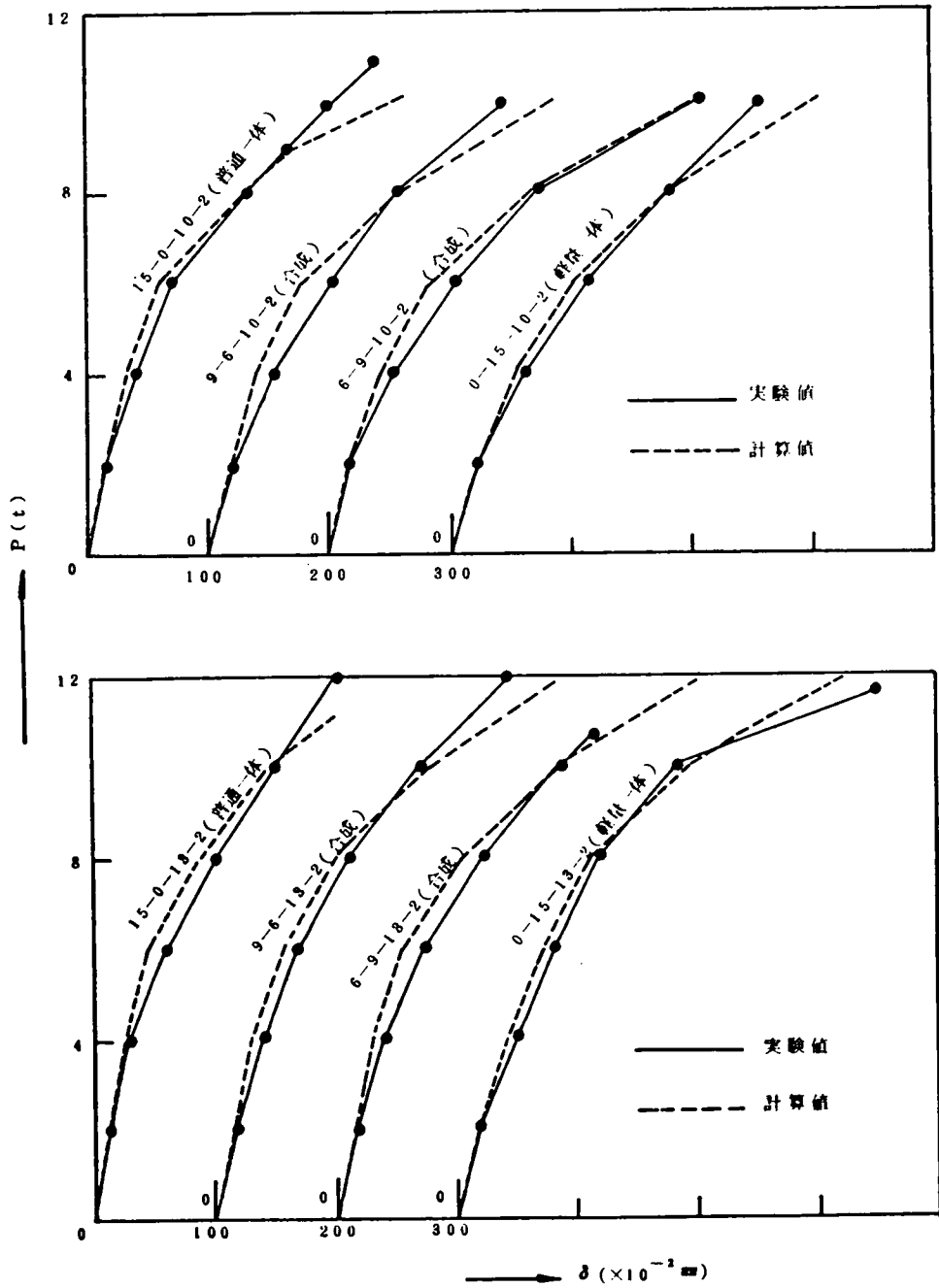
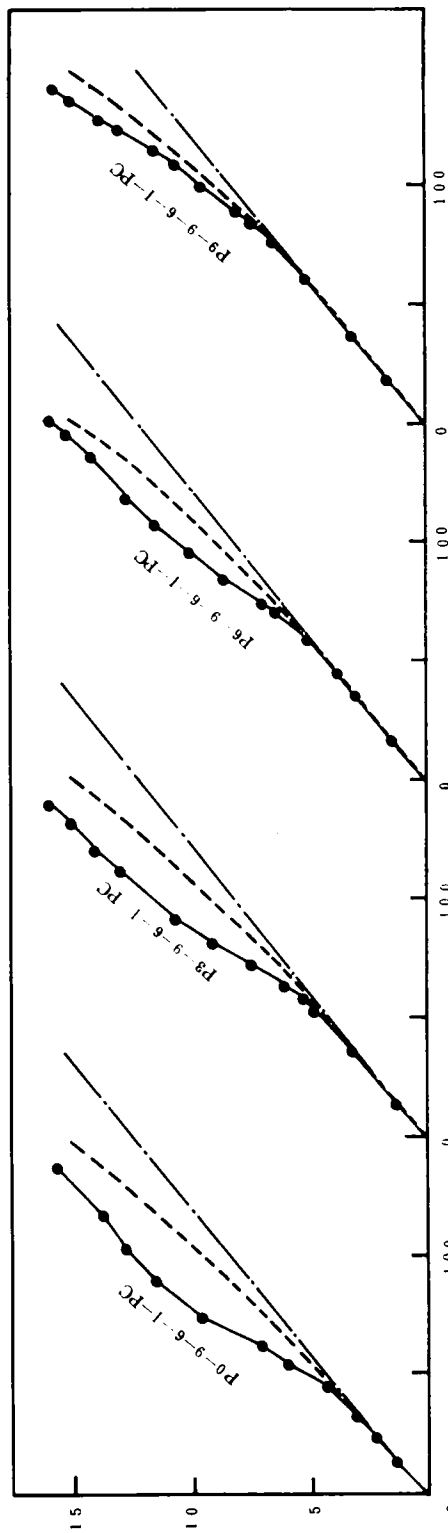


図-5-19 中間支点モーメントの計算値

(I) PC シリーズ

(II) 現場打ち：配合Ⅰ（普通コンクリート）



(II) 現場打ち：配合Ⅱ（軽集コンクリート）

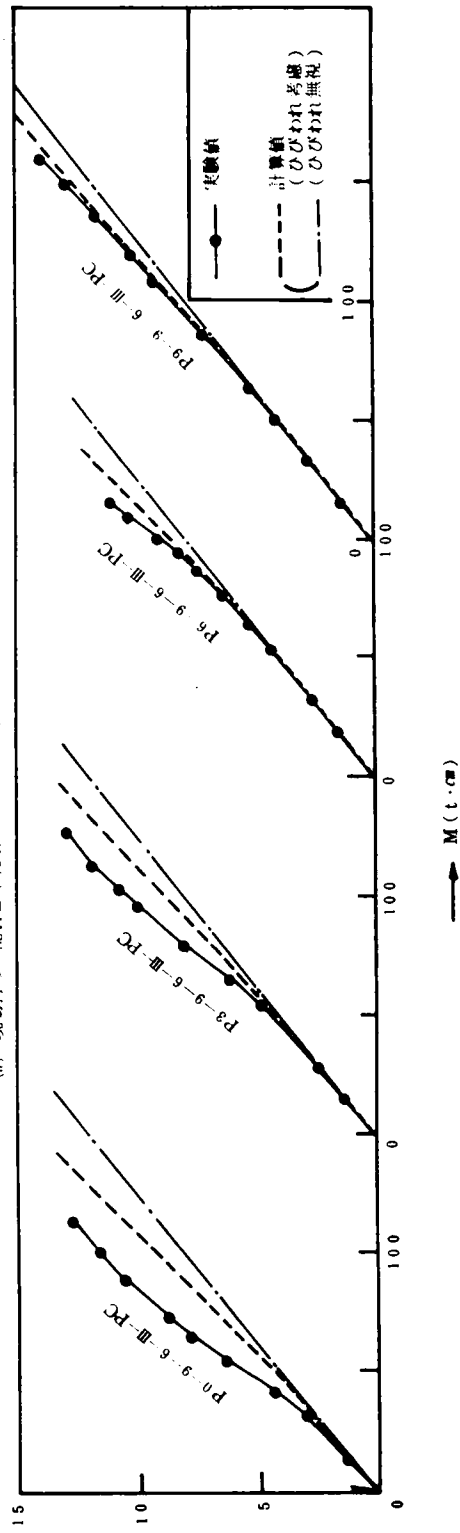
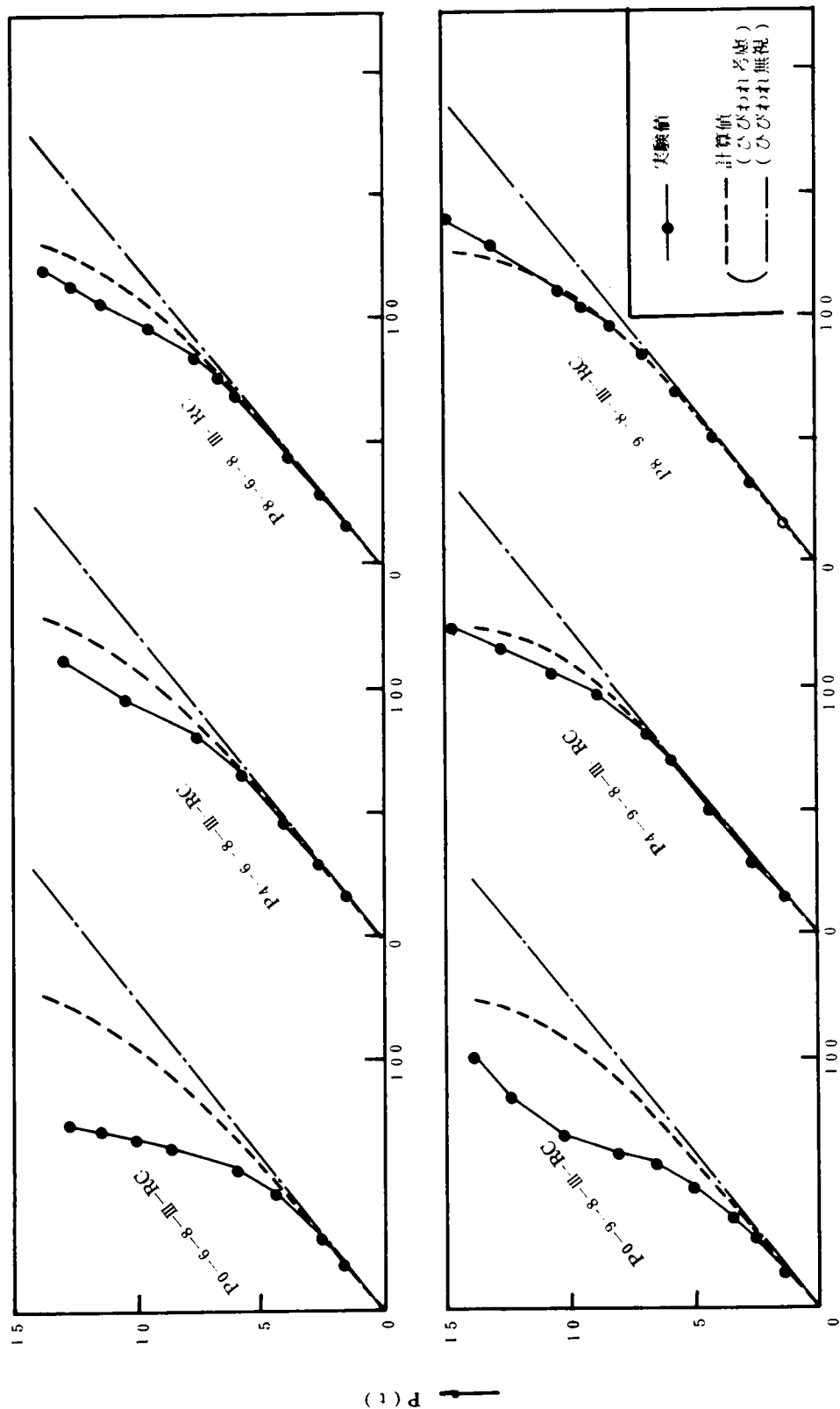
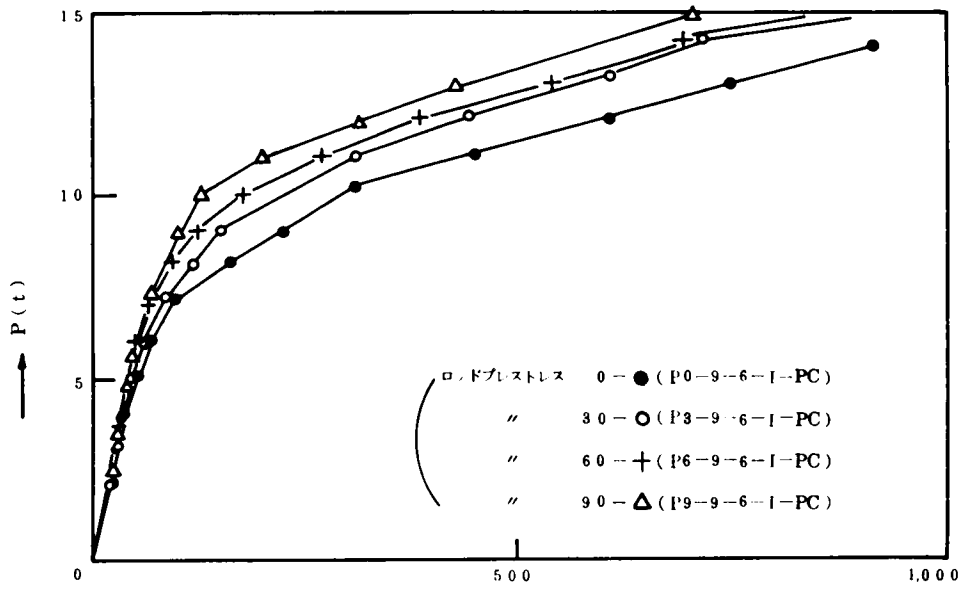


図-5-19 中間支点モメントの計算値

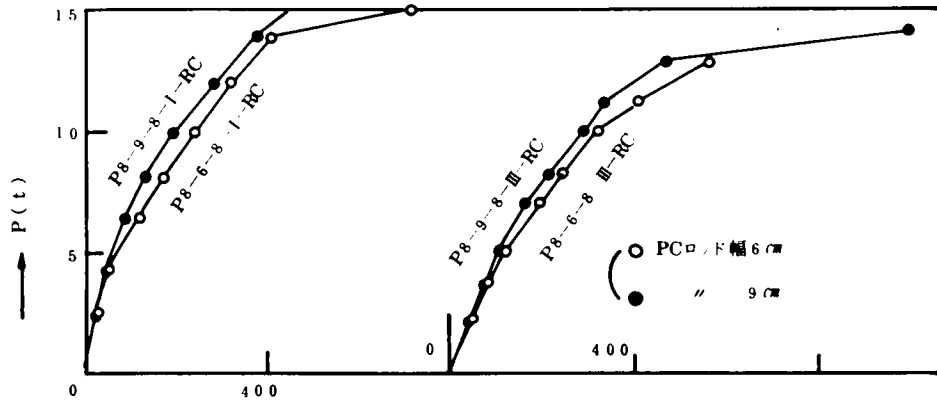
(2) RCシリーズ



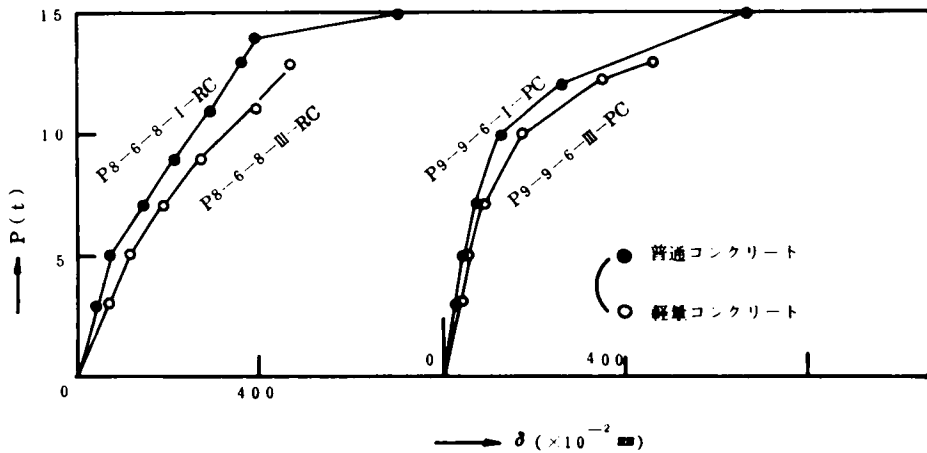
(1) PCロッドのプレストレス量



(2) PCロッドの断面の大きさ



(3) コンクリートの種類



→ $\delta (\times 10^{-2} \text{ mm})$

図-5-21 たわみの計算値

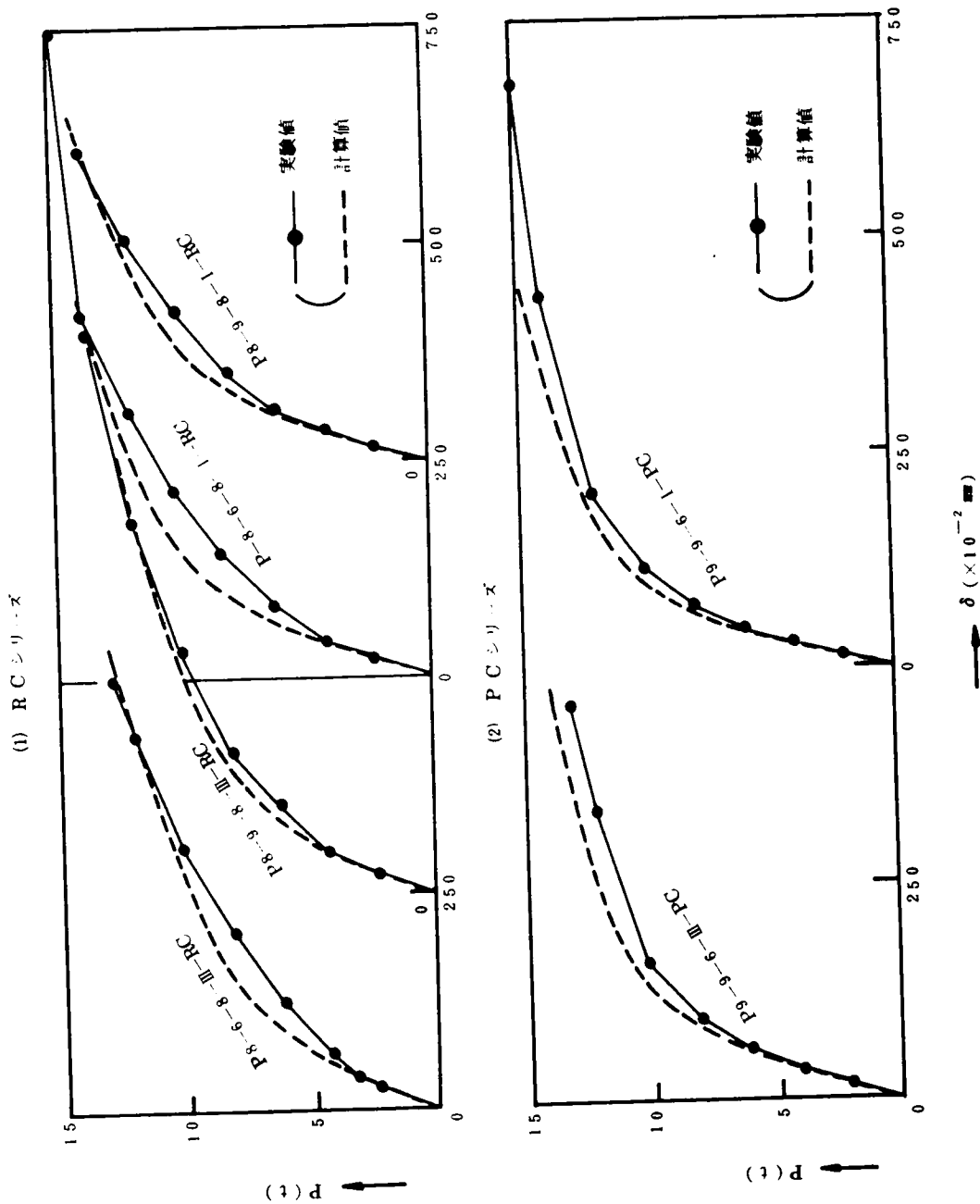


図-5-22 曲率分布 (P9-9-6-I-PC)

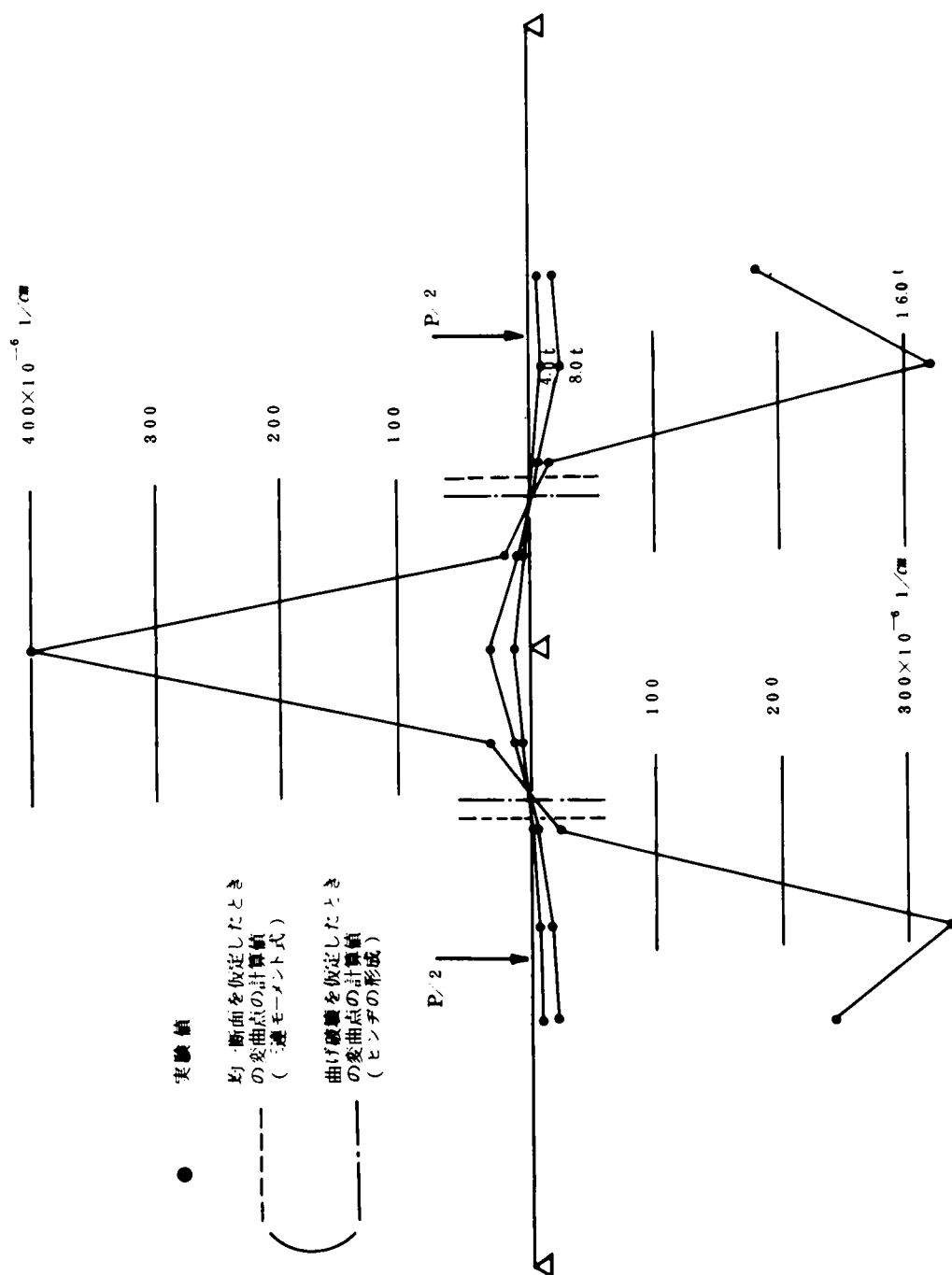
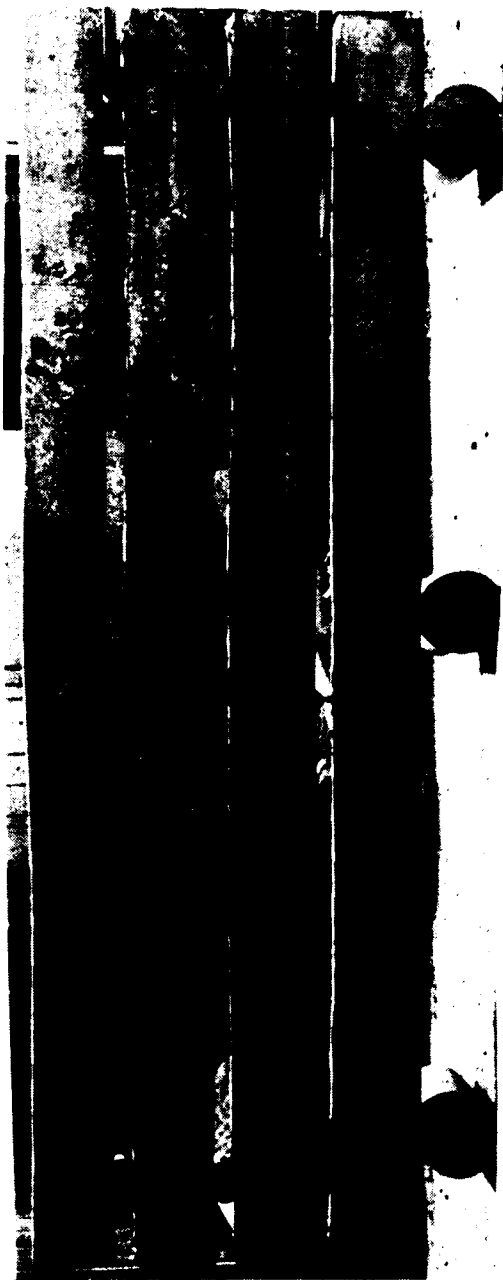


写真 5-1 ひびわれの状況

負鉄筋 1-D10



15-0-10-1

9-6-10-1

6-9-10-1

0-15-10-1

負鉄筋 2-D13



15-0-13-2

9-6-13-2

6-9-13-2

0 15 1 2

写真 5 - 2 ひびわれの状況

(1) R C シ リ ー ズ

(普通コンクリート)



(軽量コンクリート)



(2) P C シ リ ー ズ



第6編 プレキャストコンクリートの接合に関する研究

1 章 概

説

近年、コンクリート構造の高能率施工法の一環として、プレキャストコンクリート部材を接合した組立構造が採用され、その用途も橋梁、柱と基礎、ラーメン、その他広範囲に及んでいる。

この場合の接合方法は、プレストレスによる圧着、プレキャスト材の端部に埋め込まれた接合用鉄筋または鉄板の溶接、ホルト締めなど種々採用されているようである。¹⁾

これらの接合方法のうち、プレストレスによる方法は部合面のひびわれ耐力の点から最も有効と考えられ、プレストレスコンクリートの有している本来の特徴を十分に生かしたものであろう。この場合の目地材としては、コンクリートまたはモルタルが従来最も広く用いられているが、最近では樹脂接着剤も注目をあびている。である。

プレキャストコンクリートをプレストレスで圧着して一体化したはりの接合部の曲げおよびせん断特性に関する研究結果はすでに第1編で述べたが、現在のところこれらに対する設計方法の規準は十分には確立されているとはいえないようである。^{2)～6)} ^{7) 8)}

本編では、2章と3章でプレキャスト部材間にコンクリートまたは、モルタル目地を充填した後、プレストレスで圧着した単純はり連続はりを取上げ、載荷試験の結果に基づいてこの種構造の曲げおよびせん断に関する設計上の注意点を述べている。また、4章では樹脂接着剤を用いた一つの接合方法を試み、その効果について検討している。

2 章 プレストレスによって接合したはりの曲げおよびせん断特性

ここでは、プレキャスト部材間にコンクリートまたはモルタル目地を充填した後、プレストレスで圧着する接合方法の設計上の問題点、すなわち接合部の曲げおよび斜ひびわれ耐力、破壊耐力、変形などを単純はりの曲げおよびせん断試験の結果に基づいて検討する。⁹⁾

1 節 試験の概要

1. 供試体の種類

供試体は、図-6-1のように、接合面を曲げスパン内に設けたもの（曲げ試験-LI 载荷）とせん断スパン内に設けたもの（せん断試験-LII 载荷）の2種類とした。

前者では、目地材の種類としてコンクリートとモルタルについて、後に示す表-6-2の7種類を選定した。各供試体ともプレストレスを70%とし、スターラップを配置しなかった。

一方、後者のせん断試験では、目地材の種類、プレストレスの大きさ、接合面の形状およびスターラップを以下のように選定した。

(i) 目地材；コンクリート目地について表-6-2のA、B、Cの3種類、モルタル目地ではE、Fの2種類

(ii) プレストレスの大きさ；35、70、105%の3種類

(iii) 接合面の形状；Smooth Joint と Key Joint

ただし、図-6-1のように前者は接合面が平面で、後者は突起を設けたもの。

(iv) スターラップ；配置しないものとしたものの2種類⁷⁾

ただし、後者では曲げ破壊耐力の計算値を基準にして次式からスターラップ筋の所要量を求めた。

$$A_{vs} = \frac{Q_u \cdot s \cdot \sin \phi}{\sigma_{sa} \cdot Z \cdot \sin(\phi + \theta)} \quad (6-1)$$

ここに、

A_{vs} ：s なる間隔で配置されたスターラップ筋1組の断面積

s：スターラップの間隔

σ_{sa} ：スターラップの許容引張応力（PC設計施工指針、64条の(2)よりSR30のとき $\sigma_{sa}=3000\%$ ）

Z：はりの抵抗曲げモーメントの腕長で $Z = I_c / Q_c$ 、 I_c は断面2次モーメント、 Q_c は図心軸に関する片側の断面の断面1次モーメント

θ ：スターラップの傾斜角（ $\theta=90^\circ$ ）

ϕ : ひびわれ発生の角度 ($\phi=45^\circ$)

Q_u : 曲げ破壊荷重が作用したときのせん断力

なお、プレキャスト部材は表-6-2のA配合のコンクリートとし、断面の図心に $\phi 18$ のPC鋼棒を配置して一様プレストレスを与えた。

供試体の種類と断面・寸法はそれぞれ表-6-1、図-6-1に示すとおりである。

2. 使用材料と示方配合

1) 使用材料

セメント；プレキャスト部、目地部ともに住友社の早強ポルトランドセメントとした。

膨張剤；目地材として、コンクリートの配合C、D、モルタルの配合F、Gでは電化社の膨張剤CSA#20を添加した。

骨材；長良川の川砂（F・M 2.9 5），ならびに，木曽川産の川砂利（最大寸法 15mm，F・M 6.8 9）を用いた。

鋼材；PC鋼材には住友電工社の $\phi 18$ PC鋼棒（第2種，降伏点 $9650 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$ ，引張強度 $11250 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$ ）を，スターラップ筋は川崎製鉄社の普通丸鋼 $\phi 6$ （SR30）を使用した。

2) 示方配合

プレキャスト部は配合強度 $400 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$ のA配合コンクリートとした。一方、目地部は配合強度 $400 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$ (A)と $300 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$ (B)の普通コンクリートと、 $400 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$ で膨張剤を内割でセメント重量の10%添加したもの(C)と15%添加したもの(D)の4種類、および配合強度 $400 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$ の普通モルタル(E)、膨張剤を10%添加(F)、15%添加(G)の3種類のモルタルとした。これらの示方配合を表-6-2に示す。

3. 供試体の作製

プレキャスト部は打設後1日で脱型して、13日間実験室内の水槽で水中養生した後、7日間実験室内に放置した。

接合面はプレキャスト部の脱型後、十分にワイヤブラシかけを施して、目荒しを行ない型枠油などが付着していないようアセトンでその面を拭いた。目地の施工は、接合面を軽く湿らせた後に手練りのコンクリートまたはモルタルを充填した。目地の充填後、約12時間であらかじめシース孔に通しておいたPC鋼棒をスパナで仮締めし、目地離れを防止するように努めた。

所定のプレストレスの導入は、目地の充填後3日で行ない、その後11日で載荷試験を実施した。ただし、グラウトは実施しなかった。

目地のコンクリートまたはモルタルは、充填後から載荷試験を実施するまで実験室内で湿

布養生を行なった。

表 6-1 供試体の種類

供試体の記号		目標プレストレス ($\frac{\%}{cm}$)	接合面の形状	目地材の配合
曲 げ 試 験 (L I 載 荷)	P ■ - N J - A - L	7 0	Not Joint (一体)	-
	P ■ - S J - A - L	"	Smooth Joint	A
	P ■ - S J - B - L	"	"	B
	P ■ - S J - C - L	"	"	C
	P ■ - S J - D - L	"	"	D
	P ■ - S J - E - L	"	"	E
	P ■ - S J - F - L	"	"	F
	P ■ - S J - G - L	"	"	G
せ ん 断 試 験 (L I 載 荷)	P - S J - A - L ■	3 5	Smooth Joint	A
	P - S J - A - L ■ '	"	"	"
	P - S J - B - L ■	"	"	B
	P - S J - E - L ■	"	"	E
	P - S J - E - L ■ '	"	"	"
	P - K J - A - L ■	"	Key Joint	A
	P - K J - B - L ■	"	"	B
	P - K J - E - L ■	"	"	E
	P ■ - S J - A - L ■	7 0	Smooth Joint	A
	P ■ - S J - A - L ■ '	"	"	"
	P ■ - S J - B - L ■	"	"	B
	P ■ - S J - C - L ■	"	"	C
	P ■ - S J - E - L ■	"	"	E
	P ■ - S J - E - L ■ '	"	"	"
	P ■ - S J - F - L ■	"	"	F
	P ■ - K J - A - L ■	"	Key Joint	A
	P ■ - K J - B - L ■	"	"	B
	P ■ - K J - C - L ■	"	"	C
	P ■ - K J - E - L ■	"	"	E
	P ■ - K J - F - L ■	"	"	F
	P ■ - S J - A - L ■	1 0 5	Smooth Joint	A
	P ■ - S J - E - L ■	"	"	E

ただし，供試体記号で|印を付したものはスターラップの有るものを示す。

表-6-2 示 方 配 合

配 合		骨 材 の 最大寸法 (mm)	スランブ (cm) または フロー値 (mm)	単位水量	単 位 セ	単 位	W	単 位	単 位
				W (kg/m ³)	メント量 C (kg/m ³)	C S A 量 (kg/m ³)	$\frac{W}{C+CSA}$	粗 骨材量 (kg/m ³)	細 骨材量 (kg/m ³)
コン ク リ ー ト	A	15	5	170	425	—	0.40	1,100	725
	B	〃	〃	125	280	—	0.45	785	620
	C	〃	〃	170	383	42	0.40	1,100	725
	D	〃	〃	170	362	63	0.40	1,100	725
モ ル タ ル	E	5	150	300	750	—	0.40	—	1,500
	F	〃	〃	〃	675	75	0.40	—	1,500
	G	〃	〃	〃	635	115	0.40	—	1,500

一方、プレキャスト部と目地部の圧縮強度、引張強度、弾性係数を測定するために10φ20cmの円柱供試体、曲げ強度を測定するために10×10×40cmの角柱供試体を各3本ずつはり供試体と同時に作製した。

4. 試 験 方 法

載荷試験は、図-6-1に示すように曲げ試験（ⅠⅠ載荷）ではせん断スパン50cm、曲げスパン30cm（a/h=3.3）、一方せん断試験（ⅠⅡ載荷）ではせん断スパン35cm、曲げスパン50cm（a/h=2.3）の2点載荷とした。

各荷重階で、最小目盛1/100mmのダイヤルゲージでスパン中央のたわみを測定した。曲げ試験では曲げスパン内で上、下縁より1cmの位置におけるひずみを検長20cmのホイットモアー型ひずみ計を用いて測定した。

2 節 試験結果と考察

はりの載荷試験時におけるプレキャスト部材と目地材の諸性質を表-6-3に示す。ただし、引張強度は割裂試験によるもので、弾性係数は圧縮強度の1/3点の割線係数である。

以下に各項目ごとに結果を述べ、考察を加える。

1. ひびわれの発達状況とひびわれ耐力

曲げスパン内に接合面を有す場合は（ⅠⅠ載荷）、写真-6-1-(1)のように、接合面に発生した曲げひびわれのみが著しく発達して、このために一体はりに較べてひびわれの分散性が

表-6-3 プレキャスト材と目地材の諸性質

供試体の種類		プレキャスト材				目地材			プレストレス σ_p ($\frac{kg}{cm^2}$)
		圧縮 ($\frac{kg}{cm^2}$)	曲げ ($\frac{kg}{cm^2}$)	引張 ($\frac{kg}{cm^2}$)	弾性係数 ($\frac{kg}{cm^2}$)	圧縮 ($\frac{kg}{cm^2}$)	曲げ ($\frac{kg}{cm^2}$)	弾性係数 ($\frac{kg}{cm^2}$)	
曲 げ 試 験	P \square -NJ-A-LI	448	42.0	31.3	3.50×10^5	—	—	—	72
	P \square -SJ-A-LI	470	48.0	37.0	327	308	41.8	2.60×10^5	69
	P \square -SJ-B-LI	"	"	"	"	236	38.8	2.28	67
	P \square -SJ-C-LI	"	"	"	"	372	49.8	3.10	67
	P \square -SJ-D-LI	"	"	"	"	310	41.7	2.58	67
	P \square -SJ-E-LI	"	"	"	"	485	60.0	2.70	67
	P \square -SJ-F-LI	"	"	"	"	405	56.2	2.12	69
	P \square -SJ-G-LI	"	"	"	"	335	39.8	1.74	70
せ ん 断 試 験	P \square -SJ-A-L \square	482	51.2	33.4	3.40	308	41.8	2.60	39
	P \square -SJ-A-L \square '	453	61.2	30.2	4.02	428	55.8	3.35	44
	P \square -SJ-B-L \square	482	51.2	33.4	3.40	236	38.8	2.28	35
	P \square -SJ-E-L \square	"	"	"	"	485	60.0	2.70	37
	P \square -SJ-E-L \square '	453	61.2	30.2	4.02	384	48.6	2.31	42
	P \square -KJ-A-L \square	498	64.2	42.0	3.46	308	41.8	2.60	36
	P \square -KJ-B-L \square	"	"	"	"	236	38.8	2.28	36
	P \square -KJ-E-L \square	448	42.0	31.3	3.50	485	60.0	2.70	35
	P \square -SJ-A-L \square	482	51.2	33.4	3.40	308	41.8	2.60	75
	P \square -SJ-A-L \square '	453	61.2	30.2	4.02	428	55.8	3.35	76
	P \square -SJ-B-L \square	482	51.2	33.4	3.40	236	38.8	2.28	75
	P \square -SJ-C-L \square	"	"	"	"	372	49.8	3.10	75
	P \square -SJ-E-L \square	"	"	"	"	485	60.0	2.70	73
	P \square -SJ-E-L \square '	445	64.5	38.6	3.50	384	48.6	2.31	75
	P \square -SJ-F-L \square	498	64.2	42.0	3.46	405	56.2	2.12	70
	P \square -KJ-A-L \square	"	"	"	"	308	41.8	2.60	72
	P \square -KJ-B-L \square	"	"	"	"	236	38.8	2.28	74
	P \square -KJ-C-L \square	448	42.0	31.3	3.50	372	49.8	3.10	70
	P \square -KJ-E-L \square	"	"	"	"	485	60.2	2.70	70
	P \square -KJ-F-L \square	"	"	"	"	405	56.2	2.12	68
	P \square -SJ-A-L \square	519	63.0	49.0	4.19	428	55.8	3.35	110
	P \square -SJ-E-L \square	488	61.2	40.8	3.49	384	48.6	2.31	110

きわめて悪いことが認められた。

一方、せん断スパン内に接合面を有する場合は(ⅠⅡ 載荷)、写真-6-1-(2)に示すように接合面に発生した曲げひびわれがその面に沿って直ちにはりの全高の($\frac{1}{2} \sim \frac{1}{3}$) に達すると、その先端から本体部(プレキャスト部)に急激な斜ひびわれが発生した。後記のようにこれが直接にせん断破壊の原因となるものも多かった。なお、接合面を有さない反対側のせん断スパンには、この斜ひびわれは発生しなかった。

曲げひびわれ荷重と斜ひびわれ荷重は表-6-4に示すとおりである。

表-6-4 ひびわれ荷重

(Ⅰ) 曲げ試験(ⅠⅠ 載荷)

供 試 体	接合面の曲げひびわれ荷重		
	実験値 Per (t)	計算値 Per' (t)	$\frac{Per}{Per'}$
PⅡ-NJ-A-LⅠ米	2.0	1.7	1.18
PⅡ-SJ-A-LⅠ	2.0	1.7	1.18
PⅡ-SJ-B-LⅠ	1.8	1.6	1.12
PⅡ-SJ-C-LⅠ	2.0	1.8	1.11
PⅡ-SJ-D-LⅠ	2.0	1.7	1.18
PⅡ-SJ-E-LⅠ	1.8	1.9	0.95
PⅡ-SJ-F-LⅠ	2.0	1.9	1.05
PⅡ-SJ-G-LⅠ	2.0	1.7	1.18

(米)は一体はり

以下に、曲げひびわれ耐力と斜ひびわれ耐力について考えてみよう。

1) 曲げひびわれ耐力

表-6-4-(Ⅰ)、(2)に示す本体部および接合面の曲げひびわれ荷重の計算値Per'は次式から求めたものである。

$$\text{本体部; } Per' = \frac{2}{a} \times W (\sigma_p + \sigma_b) \quad (6-2)$$

接合面;

$$\text{曲げスパン内に存在する時; } Per' = \frac{2}{a} \times W (\sigma_p + \sigma_b') \quad (6-3)$$

$$\text{せん断スパン内に存在する時; } Per' = \frac{2}{a} \times W (\sigma_p + \sigma_b'') \quad (6-4)$$

表-6-4 ひびわれ荷重(つづき)

(2) せん断試験(L Ⅱ 載荷)

供 試 体		本体部の曲げ ひびわれ荷重			接合面の曲げ ひびわれ荷重			接合部の斜 米 ひびわれ荷重		
		実験値 P_{cr1} (t)	計算値 P_{cr1}^* (t)	P_{cr1} / P_{cr1}^*	実験値 P_{cr2} (t)	計算値 P_{cr2}^* (t)	P_{cr2} / P_{cr2}^*	実験値 P_{scr} (t)	計算値 P_{scr}^* (t)	P_{scr} / P_{scr}^*
プレ ス ト レ ス ー 35 %	P Ⅰ-SJ-A-L Ⅱ	2.2	1.9	1.16	2.2	2.9	0.76	2.4	9.8	0.25
	P Ⅰ-SJ-A-L Ⅱ'	2.6	2.3	1.13	3.0	3.6	0.83	-	-	-
	P Ⅰ-SJ-B-L Ⅱ	1.8	1.9	0.95	1.8	2.6	0.69	2.4	9.5	0.25
	P Ⅰ-SJ-E-L Ⅱ	2.2	1.9	1.16	2.4	3.4	0.71	2.8	9.7	0.29
	P Ⅰ-SJ-E-L Ⅱ'	2.4	2.2	1.09	2.8	3.2	0.88	-	-	-
	P Ⅰ-KJ-A-L Ⅱ	2.2	2.2	1.00	2.4	2.8	0.86	2.4	11.4	0.21
	P Ⅰ-KJ-B-L Ⅱ	2.8	2.2	1.27	2.8	2.7	1.03	3.0	11.4	0.26
	P Ⅰ-KJ-E-L Ⅱ	2.2	1.7	1.30	2.7	3.4	0.79	2.7	9.1	0.30
プレ ス ト レ ス ー 70 %	P Ⅱ-SJ-A-L Ⅱ	3.4	2.7	1.26	4.4	4.2	1.04	4.6	12.0	0.38
	P Ⅱ-SJ-A-L Ⅱ'	3.4	3.0	1.13	4.0	4.7	0.85	-	-	-
	P Ⅱ-SJ-B-L Ⅱ	3.6	2.7	1.33	3.6	4.1	0.88	3.9	12.0	0.33
	P Ⅱ-SJ-C-L Ⅱ	3.6	2.7	1.33	4.0	4.5	0.89	4.0	12.0	0.33
	P Ⅱ-SJ-E-L Ⅱ	3.0	2.7	1.11	4.2	4.8	0.88	4.6	11.9	0.39
	P Ⅱ-SJ-E-L Ⅱ'	3.2	3.0	1.07	4.0	4.4	0.91	-	-	-
	P Ⅱ-SJ-F-L Ⅱ	3.8	2.9	1.31	4.6	4.5	1.02	4.7	13.7	0.34
	P Ⅱ-KJ-A-L Ⅱ	3.8	2.9	1.31	4.2	4.1	1.02	4.2	13.6	0.31
	P Ⅱ-KJ-B-L Ⅱ	3.4	3.0	1.13	3.4	4.0	0.85	3.6	14.0	0.26
	P Ⅱ-KJ-C-L Ⅱ	2.8	2.4	1.16	4.2	4.3	0.97	4.2	11.3	0.37
	P Ⅱ-KJ-E-L Ⅱ	3.0	2.4	1.25	4.0	4.7	0.85	4.4	11.3	0.39
	P Ⅱ-KJ-F-L Ⅱ	3.2	2.4	1.33	4.1	4.4	0.93	4.1	11.2	0.37
105 %	P Ⅲ-SJ-A-L Ⅱ	3.8	3.7	1.03	-	5.9	-	-	-	-
	P Ⅲ-SJ-E-L Ⅱ	4.0	3.7	1.08	-	5.7	-	-	-	-

*) 接合面に発生した曲げひびわれの先端から、本体部(プレキャスト部)に発生したもの

ここに、

W : 断面の下縁に対する断面係数で、 $\frac{bh^2}{6}$ となる (b : 断面の幅、 h : 断面の高さ)

σ_p : 断面の下縁のプレストレス

σ_b : 本体部のコンクリートの曲げ強度

σ_b' : 目地部のコンクリートまたはモルタルの曲げ強度

a : 支点と載荷点の距離

a' : 載荷点に近い方の接合面から支点までの距離

以上のようにして求めた計算値と実験値を比較すると、本体部の曲げひびわれ荷重はいつも実験値が計算値を上回っている。これに対して、接合面では上のようにして求めた計算値を下回っていること、すなわち、接合面における本体部コンクリートと目地材との付着強度 (曲げ引張) は目地材の曲げ強度より小さいことが明らかである。

いま、接合面の付着強度を目地材の曲げ強度の α 倍として、式 (6-4) の左辺に曲げひびわれ荷重の実験値を、右辺の σ_b' の代りに $\alpha\sigma_b'$ を代入して、 α を求めてみよう。

このようにして求めた α の値は、プレストレスが 35% のシリーズで $\alpha=0.4\sim0.75$ (平均 0.6)、70% のシリーズで $\alpha=0.55\sim0.95$ (平均 0.7) となる。とくに、貧配合コンクリート(B)または膨張剤無混入のモルタル(E)を目地材として用いた場合は、この α の値が小さくなるようである。

なお、本体部における実験値の計算値 (式 (6-2)) に対する比は 1.0~1.3 の範囲にあるここでは、この比が 1.0 になるとの前提にたつて α を求めているので、実際の α は上の値よりももう少し小さいと考えられる。

第 1 編 1 章で述べたように、接合面のレイタンスを十分に取り除いた場合の曲げ試験または割裂試験による α の値は $\alpha=0.4\sim0.6$ の範囲にあるようで、⁸⁾ PC 設設計施工規準・70 条の解説では $\alpha=0.35\sim0.5$ が適当であると指摘されている。本試験の結果もこれに近いが、接合面に十分なワイヤブラシ処理を施した時は、接合面の曲げひびわれ耐力の計算には $\alpha=0.6$ としてもよいのではないかと考えられる。

2) 斜ひびわれ耐力

表- 6-4-(2)には、接合面の曲げひびわれに端を発して発生した前記の斜ひびわれ荷重の実験値と計算値も示している。

計算値 $P_{scr}^{(10)}$ は、コンクリートの全断面を有効とし、図心位置の斜引張応力が本体部コンクリートの引張強度に達すると、斜ひびわれが発生すると仮定して次式から求めたものである。

表-6-5 破 壊 荷 重

(1) 曲げ試験 (L I 載荷)

供 試 体	実 験 値 $P_u(t)$	計 算 値 $P_u'(t)$	P_u / P_u'	破 壊 型 式
P I - N J - A - L I	3.48	3.55	0.98	曲 げ
P I - S J - A - L I	3.70	3.67	1.00	〃
P I - S J - B - L I	3.22	3.67	0.88	〃
P I - S J - C - L I	3.93	3.67	1.07	〃
P I - S J - D - L I	3.60	3.67	0.98	〃
P I - S J - E - L I	3.30	3.67	0.90	〃
P I - S J - F - L I	3.56	3.67	0.97	〃
P I - S J - G - L I	3.41	3.67	0.93	〃

(2) セン断試験 (L II 載荷)

供 試 体		破 壊 荷 重			破 壊 型 式
		実 験 値 $P_u(t)$	計 算 値 $P_d(t)$	P_u / P_u'	
ブ レ ス ト レ ス ー 35 % /cm	P I - S J - A - L II	4.16	5.30	0.78	セ ン 断
	P I - S J - A - L II'	5.80	5.10	1.14	曲 げ
	P I - S J - B - L II	4.40	5.30	0.83	セ ン 断
	P I - S J - E - L II	4.47	5.30	0.84	〃
	P I - S J - E - L II'	5.75	5.10	1.13	曲 げ
	P I - K J - A - L II	4.36	5.46	0.80	セ ン 断
	P I - K J - B - L II	5.34	5.46	0.98	〃
	P I - K J - E - L II	4.21	5.07	0.83	〃
ブ レ ス ト レ ス ー 70 % /cm	P I - S J - A - L II	6.40	5.30	1.21	曲 げ
	P I - S J - A - L II'	5.50	5.10	1.08	〃
	P I - S J - B - L II	6.10	5.30	1.15	〃
	P I - S J - C - L II	6.10	5.30	1.15	〃
	P I - S J - E - L II	6.62	5.30	1.25	〃
	P I - S J - E - L II'	5.80	5.10	1.14	〃
	P I - S J - F - L II	6.50	5.46	1.19	〃
	P I - K J - A - L II	6.04	5.46	1.11	〃
	P I - K J - B - L II	5.16	5.46	0.94	セ ン 断
	P I - K J - C - L II	5.90	5.07	1.16	曲 げ
	P I - K J - E - L II	4.70	5.07	0.93	セ ン 断
	P I - K J - F - L II	4.96	5.07	0.98	〃
105 % /cm	P I - S J - A - L II	6.20	5.62	1.10	曲 げ
	P I - S J - E - L II	6.20	5.38	1.15	〃

合はいつでも曲げ破壊を呈した。破壊荷重は目地材として貧配合のコンクリート(Ⅱ)を用いたものは他のものに較べてやや低減しているが、全体的に目地材の強度の影響は小さいといえるであろう。本試験の結果からみると目地材の圧縮強度が本体部の $\frac{2}{3}$ 程度以上であれば、曲げ破壊が目地部で起る時でもその耐力は本体部コンクリートの圧縮強度を用いて計算しても実用上は十分であると考えられる。

つぎに、接合面がせん断スパン内にある場合を考えてみよう。表-6-5-(2)のように、この場合はプレストレスの多少と破壊型式、すなわち破壊耐力の間に密接な関係のあることが示されている。プレストレスが $35\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ のシリーズのうち、スターラップを配置しないものは、目地材の種類と接合面の形状に関係なく、前記の斜ひびわれの発達によってせん断破壊(せん断圧縮破壊)を起し、曲げ耐力計算値を 20% 程度下回っている。プレストレスが $70\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ の場合も前記の斜ひびわれは発生したが、これが直接に破壊の原因となったものはさきめて少数で、大多数のものは曲げ破壊を呈し、その計算値を上回っている。さらに、プレストレスが $105\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ になると、接合面に曲げひびわれと斜ひびわれがともに発生することなく、曲げ破壊を呈した。

一方、曲げ破壊耐力の計算値を基準にして式(6-1)によってスターラップ筋を配置したものでは、プレストレスが $35\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ の場合でもせん断破壊を起さなかった。

以上のように、せん断力と同時に大きな曲げモーメントも作用する位置に接合面を設けると接合面の曲げひびわれに端を発する著しい斜ひびわれによってせん断破壊を招きやすいことが明らかである。この斜ひびわれを発生させないためには、いかなる荷重状態においても接合面に曲げひびわれが生じないようにプレストレス量を決めておけばよい。しかし、式(6-1)に従って本体部にスターラップを配置しておけば、せん断破壊を防止しようと考えられる。

3. 曲げ剛性とたわみ

図-6-2に、目地を含む 20 cm 区間の平均曲げ剛性(K)と曲げモーメント(M)の関係を示す。ただし、曲げ剛性は曲げスパン内で断面の上、下縁より 1 cm の位置における圧縮、引張ひずみの測定値 ε_1 、 ε_2 から次式によって求めたものである。

$$K = \frac{M}{\delta} = \frac{M}{\left(\frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_2}{h} \right)} \quad (6-6)$$

ここに、h は ε_1 と ε_2 の測定位置間の垂直距離を示す。(ここでは、h=13 cm)

同図から、曲げひびわれの発生以前の初期剛性は、コンクリートの目地としたものでは一体ものと差がないと考えられる。モルタル目地ではこれらより若干小さいが、これはモルタルの弾性係数がコンクリートより小さいためである。

一方、曲げひびわれの発生から曲げ破壊に至る剛性は目地材の種類にあまり関係なく、いずれも一体ものに較べて小さくなるようである。これは、前述のように曲げひびわれの分散性に原因していると考えられる。

つぎに、図-6-3に示すスパン中央のたわみについて考えてみよう。なお、同図の計算値はコンクリートの全断面を有効とし、本体部コンクリートの弾性係数を用いて求めたものである。

まず、接合面を曲げスパン内に有する場合の図-6-3-(1)から、曲げひびわれの発生前には一体はりと差がないが、それ以後のたわみの増加は一体はりに較べて大きいことが認められる。これは、上に述べた曲げ剛性と原因を同じくするものであろう。また、目地材としては、コンクリートとしたものの方がモルタルよりたわみが小さくなる傾向が認められる。

一方、接合面をせん断スパン内に有する場合は図-6-3-(2)から、プレストレスの量が多いとたわみは小さいが、これは本体部と接合面とともに曲げひびわれ耐力が大きくなるためである。また、接合面に曲げひびわれが発生する以前では、接合面の形状に関係しないが、それ以後にはかえって突起を設けた方がややたわみが大きくなっている。

たわみの計算値についてみると、図-6-3-(1)、(2)から曲げひびわれが発生するまでの荷重域では、目地材の種類とその位置に関係なく、たわみの計算値は実験値と良く一致していると考えられる。すなわち、曲げひびわれが発生するまでのたわみは一体はりと全く同様に計算してよいことを示すものである。

3 章 プレストレスによって接合した連続はり

ここでは、2 章と同様の方法で接合した連続はりの挙動を一体はりと比較検討するために載荷試験を実施した。その結果に基づいて、接合面の位置、目地材の種類、圧着プレストレス量およびスターラップが変形特性、スパン上のモーメントの分布、ひびわれと破壊耐力に与える影響を調べた。

1 節 試験の概要

1. 供試体の種類

連続はりとは、表 6-6、図 6-4 に示すように接合面を中間支点部に有するもの（C-I 型）、載荷点と中間支点間でモーメントが 0 となる位置に有するもの（C-II 型）、および一体はり（C-III 型）の 3 種類とした。

C-I 型シリーズでは、表 6-7 に示す配合のコンクリートまたはモルタル目地に対してプレストレス量を前者では、 $\sigma_p=30, 60, 90 \frac{\text{N}}{\text{cm}^2}$ 、後者では $\sigma_p=60, 90 \frac{\text{N}}{\text{cm}^2}$ として、目地材とプレストレス量の影響を検討した。ただし、いずれの場合もスターラップを配置した。

C-II 型シリーズは、プレキャストの本体部と同配合のコンクリートを目地として用いた場合のみに限定した。プレストレス量は $\sigma_p=30, 60, 90 \frac{\text{N}}{\text{cm}^2}$ とし、それぞれの場合についてスターラップの有無の影響を検討した。

C-III 型シリーズは、C-I および C-II シリーズとの比較のための一体はりで、スターラップの有る場合と無い場合に対してそれぞれプレストレス量を $\sigma_p=60, 90 \frac{\text{N}}{\text{cm}^2}$ とした。

なお、スターラップ筋の量は、後記の式 (6-7) から求まる曲げ破壊荷重の計算値を基準にして、前章の式 (6-1) から決めたもので、端支点～載荷点間、左右スパンの載荷点間で、 $\phi 6$ の矩形スターラップをそれぞれ 6cm、3cm ピッチで配置した。

以上の連続はりと同時に、接合部の曲げひびわれと破壊耐力、曲げ剛性を調べるための単純はりも作製した。

ただし、連続はりとは単純はりのいずれも、断面の図心軸に関して対称な位置に各 1 本の P-C 鋼棒を配置して、一様プレストレスを与えた。

2. 使用材料と配合

1) 使用材料

セメント：プレキャストの本体部、目地部ともに住友社の早強ポルトランドセメントを用いた。

骨材：使用した骨材は、掛斐川産の川砂（F・M 2.95）ならびに木曾川産の川砂利（最

表-6-6 供試体の種類

(1) 単純はり

供試体の記号	接合面の位置 米 1	目地材の配合 米 2	目標ノレストレス ($\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$)	スターラップ 米 3
S-I-A-S1-P2	曲げスパン内	A	60	有
S-I-A-S1-P3	"	A	90	"
S-I-E-S1-P2	"	E	60	"
S-I-E-S1-P3	"	E	90	"
S-■-S1-P2	無	-	60	"

注)

米 1) 図-6-4 参照

米 2) 表-6-7 参照 (A: コンクリート E: モルタル)

米 3) スターラップ有: 式(6-1)による

(2) 連続はり (下の注米 1, 米 2, 米 3 は上記のものと同一である)

供試体の記号		接合面の位置 米 1	目地材の配合 米 2	目標ノレストレス ($\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$)	スターラップ 米 3
C-I-シ リーズ	C-I-A-S1-P1	中間支点	A	30	有
	C-I-A-S1-P2	"	A	60	"
	C-I-A-S1-P3	"	A	90	"
	C-I-E-S1-P2	"	E	60	"
	C-I-E-S1-P3	"	E	90	"
C-II-シ リーズ	C-II-A-S1-P1	載荷点~ 中間支点	A	30	有
	C-II-A-S1-P2	"	A	60	"
	C-II-A-S1-P3	"	A	90	"
	C-II-A-S2-P1	"	A	30	無
	C-II-A-S2-P2	"	A	60	"
	C-II-A-S2-P3	"	A	90	"
C-■-シ リーズ	C-■-S1-P2	無	-	60	有
	C-■-S1-P3	"	-	90	"
	C-■-S2-P2	"	-	60	無
	C-■-S2-P3	"	-	90	"

大寸法10mm)である。

鋼材：P C鋼棒には高周波熱錬社の $\phi 14$ のもの(ウルボン，第4種，降伏点 $134 \frac{\text{kg}}{\text{mm}^2}$ ，引張強度 $144 \frac{\text{kg}}{\text{mm}^2}$)，スターラップ筋には川崎製鉄社の普通丸鋼 $\phi 6$ (SR30，降伏点 $37.4 \frac{\text{kg}}{\text{mm}^2}$ ，引張強度 $57.2 \frac{\text{kg}}{\text{mm}^2}$)を使用した。

2) 示方配合

示方配合は表-6-7のように，コンクリートとモルタルともに配合強度が $400 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ となるように決めた。なお，ここではコンクリート目地の配合は本体部と同一とした。

表-6-7 示方配合

種 類	米	骨 材 の 最大寸法 (mm)	スランブ (mm)又はフ ロー値(mm)	単位水量 W ($\frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$)	単位セメ ント量C ($\frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$)	W / C	単 位 細 骨 材 ($\frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$)	単 位 粗 骨 材 ($\frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$)
A：コンクリート		10	5	170	425	0.40	725	1,100
E：モルタル		5	150	300	750	0.40	1,500	—

※ ただし，本体部(プレキャスト部)はいづれも“A”配合とした。

3. 供試体の作製

本体部は打設後1日で脱型し，以後2週間実験室内で湿布養生を行なった。接合面の処理と目地の充填，ならびにP C鋼棒の仮締め方法は前章に述べたと全く同じである。

目地の充填後は直ちに湿布養生を行ない，2週間後に所要のプレストレスを導入して直ちにグラウトを実施し，以後3週間経過後に載荷試験を行なった。ただし，本供試体ではコンクリート，モルタルともに目地の幅を4cmとした。

一方，本体部と目地部の諸性質を調べるために，前章と同一の供試体をはり供試体と同時に作製した。なお，ここでは本体部，目地部ともにミキサで練り混ぜることとした。

4. 試験の方法

連続はりは，図-6-4-(2)に示すように100cm×2の2スパンとして，左右スパンの中央に加圧した。0.25t刻みの荷重階で，3支点到設置したロードセルで支点反力を測定し，これと同時に最小目盛1/100mmのダイヤルゲージでスパン中央のたわみを求めた。

一方，単純はりは図-6-4-(1)のような2点載荷とし，0.2tごとに曲げスパン内で目地部を含む20cm区間の圧縮ひずみと引張ひずみを標長20cmのホイットモアー型ひずみ計で測定するとともに，スパン中央のたわみを上記のダイヤルゲージで測定した。

2節 試験結果と考察

1. 曲げひびわれ耐力

表-6-8に単純はりで連続はりに対する曲げひびわれ発生荷重を示す。表-6-8-(1)の単純はりにおける接合面の曲げひびわれ荷重の計算値は、前章の結果に基づいて $\alpha=0.6$ として求めたものである。

表-6-8 曲げひびわれ荷重

(1) 単純はり

供試体の種類	コンクリートの性質				プレ ス ト レ ス (%)	曲げひびわれ荷重		
	本 体 部		目 地 部			接 合 面		本 体 部 実 験 値 t (t · cm)
	σ_c 米	E_c 米	σ_c 米	E_c 米		実 験 値 t (t · cm)	計 算 値 t	
S-I-A-S1-P2	445	3.4	451	3.2	58.7	2.0 (40)	1.5	2.8 (56)
S-I-A-S1-P3	423	3.2	451	3.2	93.7	2.4 (48)	2.0	3.5 (70)
S-I-E-S1-P2	423	3.2	384	2.3	63.6	2.0 (40)	1.4	3.0 (60)
S-I-E-S1-P3	423	3.2	384	2.3	92.9	2.4 (48)	1.9	3.2 (64)
S-■-S1-P3	445	3.4	—	—	63.1	—	—	2.4 (48)

米 σ_c ：圧縮強度($\frac{kg}{cm^2}$)， E_c ：弾性係数($\times 10^4 \frac{kg}{cm^2}$)

まず、表-6-8-(1)から、接合面の曲げひびわれ耐力はこのようにして求めた計算値を下回ることなく、計算値は安全側にあることが明らかである。

つぎに、連続はりでは表-6-8-(2)から、中間支点部の曲げひびわれ耐力は、この位置に接合面を有するC-IシリーズはC-IIおよびC-IIIシリーズの場合に較べて低下している。これに対して、載荷点下の本体部における曲げひびわれ耐力は、バラツキが認められるが、接合面の位置にはほとんど関係がなく、一体はりにも劣らないようである。なお、C-Iシリーズに対する試験結果によるとモルタル目地はコンクリート目地より接合面の曲げひびわれ耐力が小さいが、これは本供試体では前者の曲げ強度が小さかったためと考えられる。

2. 破壊耐力

表-6-9には、単純はりで連続はりの破壊荷重の実験値と計算値を示している。

ただし、表-6-9-(1)に示す単純はりの破壊モーメントの計算値 M_u' は、コンクリートの圧縮応力の分布を矩形とし、その最大圧縮ひずみを0.0025として求めたものである。この

表-6-8 曲げひびわれ荷重

(2) 連続はり

供 試 体 の 種 類		コンクリートの性質				プレ スト レス (%)	曲げひびわれ荷重	
		本 体 部		目 地 部			中 間 支 点 (t)	載 荷 点 (t)
		σ_c ※ 米	E_c 米	σ_c 米	E_c 米			
C ー I シ リ ー ズ	C- I -A-S1-P1	432	3.3	451	3.3	38.7	3.5	5.5
	C- I -A-S1-P2	423	3.2	451	3.3	65.7	4.0	5.25
	C- I -A-S1-P3	423	3.2	451	3.3	95.7	5.0	6.5
	C- I -E-S1-P2	445	3.4	384	2.3	67.1	3.25	5.0
	C- I -E-S1-P3	445	3.4	384	2.3	97.8	4.5	6.0
C ー II シ リ ー ズ	C- II -A-S1-P1	453	4.0	428	3.4	36.5	4.25	4.5
	C- II -A-S1-P2	453	4.0	428	3.4	64.0	6.0	6.5
	C- II -A-S1-P3	453	4.0	428	3.4	95.0	6.75	7.0
	C- II -A-S2-P1	519	4.2	428	3.4	38.2	2.25	4.0
	C- II -A-S2-P2	519	4.2	428	3.4	64.3	4.5	4.75
	C- II -A-S2-P3	488	3.5	428	3.4	93.1	6.5	7.5
C ー III シ リ ー ズ	C- III -S1-P2	432	3.3	-	-	60.3	4.25	5.5
	C- III -S1-P3	423	3.2	-	-	88.0	4.5	6.0
	C- III -S2-P2	488	3.5	-	-	64.0	4.75	6.75
	C- III -S2-P3	488	3.5	-	-	91.3	6.5	7.0

※ σ_c : 圧縮強度 (MPa) E_c : 弾性係数 ($\times 10^4$ MPa)

場合の圧縮強度は本体部のコンクリートのものを用いた。

一方、表-6-9-(2)に示す連続はりの破壊荷重の計算値 P_u' は、載荷点と中間支点到塑性ヒンジの形成を仮定した曲げ破壊に対するもので、次式から求めたものである。

$$P_u' = (8Mu_1 + 4Mu_2) / l \quad (6-7)$$

ここに、 Mu_1 と Mu_2 は上の単純はりについて述べたと同一の方法で求めた載荷点と中間支点断面の曲げ破壊モーメントの計算値で、いずれの場合も本体部コンクリートの圧縮強度を用いた。一方、 l はスパンを表わし、ここでは $l = 100$ cm である。

表-6-9 破 壊 荷 重

(1) 単 純 は り

供試体の種類	コンクリートの性質				プレストレス (%)	破 壊 モ ー メ ン ト			破 壊 型 式
	本 体 部		目 地 部			実験値 Mu (t・cm)	計算値 Mu' (t・cm)	Mu / Mu'	
	σ_c 米	Ec 米	σ_c 米	Ec 米					
S-I-A-S1-P2	445	3.4	451	3.2	58.7	88	109	0.81	曲げ
S-I-A-S1-P3	423	3.2	451	3.2	93.7	100	109	0.92	〃
S-I-E-S1-P2	423	3.2	384	2.3	63.6	114	98	1.16	〃
S-I-E-S1-P3	423	3.2	384	2.3	92.9	126	98	1.28	〃
S-■-S1-P3	445	3.4	—	—	63.1	120	108	1.11	〃

(2) 連 続 は り

供試体の種類		コンクリートの性質				ブレストレス (%)	破 壊 荷 重					破 壊 型 式
		本体部		目地部			実験値 Pu (t)	計 算 値				
								Pu' (t)	Pu/Pu'	中間支 点極限 モーメント	載荷点 極限 モーメント	
σ_c *	Ec *	σ_c *	Ec *									
C-Iシリーズ	C-I-A-S1-P1	432	3.3	451	3.3	38.7	11.8	12.9	0.91	109	106	曲 げ
	C-I-A-S1-P2	423	3.2	451	3.3	65.7	14.3	12.7	1.13	109	104	"
	C-I-A-S1-P3	423	3.2	451	3.3	95.7	14.1	12.7	1.11	109	104	"
	C-I-E-S1-P2	445	3.4	384	2.3	67.1	11.2	12.5	0.90	98	108	"
	C-I-E-S1-P3	445	3.4	384	2.3	97.8	13.0	12.5	1.04	98	108	"
C-IIシリーズ	C-II-A-S1-P1	453	4.0	428	3.4	36.5	12.6	13.0	0.97	105	110	"
	C-II-A-S1-P2	453	4.0	428	3.4	64.0	12.2	13.0	0.94	105	110	"
	C-II-A-S1-P3	453	4.0	428	3.4	95.0	14.0	13.0	1.08	105	110	"
	C-II-A-S2-P1	519	4.2	428	3.4	38.2	11.0	13.8	0.80	105	119	せん断
	C-II-A-S2-P2	519	4.2	428	3.4	64.3	11.5	13.8	0.83	105	119	"
	C-II-A-S2-P3	488	3.5	428	3.4	93.1	14.5	13.5	1.07	105	115	曲 げ
C-IIIシリーズ	C-III-S1-P2	432	3.3	-	-	60.3	12.4	12.7	0.98	106	106	"
	C-III-S1-P3	423	3.2	-	-	88.0	11.1	12.4	0.90	104	104	"
	C-III-S2-P2	488	3.5	-	-	64.0	13.0	13.8	0.95	115	115	"
	C-III-S2-P3	488	3.5	-	-	91.3	14.0	13.8	1.01	115	115	"

* σ_c : 圧縮強度 ($\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$)
Ec : 弾性係数 ($\times 10^5 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$)

表-6-9-(2)の連続はりの破壊耐力について考えてみよう。

まず、中間支点部に接合面を設けたが、前記の方法にしたがってスターラップを配置したC-Ⅰシリーズは、斜ひびわれが発生することなくいずれも曲げ破壊を呈した。この場合の曲げ破壊耐力は一体はりと同じの方法で計算しうることは表-6-9-(2)から明らかである。

また、載荷点と中間支点間の曲げモーメントが0の位置に接合面を設けたC-Ⅱシリーズでも、スターラップを配置した場合はプレストレス量に関係なく曲げで破壊し、その耐力は一体はりとして計算したものにほぼ等しいことが示されている。しかし、スターラップを配置せずプレストレス量も比較的少ない30, 60% σ_{yk} の場合は、断面のほぼ図心の位置で、接合部から載荷点と中間支点方向に向かって斜めひびわれが発生してせん断破壊を起した。なお、この場合もプレストレスが90% σ_{yk} の場合は斜ひびわれの発生はなく、曲げで破壊した。

一方、一体はりではスターラップの有無に関係なく、プレストレス量が60% σ_{yk} の場合でも斜めひびわれが発生せず、曲げ破壊を呈することが認められた。

ここでは、接合面の位置を代表的な2種類に選定したが、以上の結果から考えて前記の方針でスターラップを配置しておけば、一体はりと同様にせん断破壊を防止しうると判断される。

3. 変 形 特 性

1) 曲 げ 剛 性

図-6-5は単純はりの曲げスパン内におけるひずみの測定値から、前記の式(6-6)から求めた曲げ剛性と曲げモーメントの関係を示したものである。

同図によれば、接合面を含む区間の曲げ剛性と一体ものの曲げ剛性を比較すると前章に述べたと同様のことが認められ、曲げひびわれの発生以後の剛性は一体ものに比べて小さくなるようである。これは、グラウトを実施した本試験の場合も、接合面に生じた曲げひびわれの発達が著しいこと(ひびわれ幅が大きい)に原因していると考えられる。換言すると、接合面に曲げひびわれが発生すると、その位置で集中的に大きな回転が起ることを示している。

2) た わ み

図-6-6に単純はりで連続はりのスパン中央のたわみを示す。ただし、後者では左右スパンの平均値として表わした。

図-6-6-(1)に示す単純はりの試験結果によると、曲げひびわれの発生以前では一体はりとはほとんど差がないが、それ以後では次第に一体はりより大きくなることが認められる。これは、上記の曲げ剛性の項で述べたことに原因すると考えられ、グラウトを実施しなかった前章の結果と傾向を全く同じである。

一方、図-6-6-(2)の連続はりでは、中間支点部に接合面を設けたC-ⅠはC-Ⅱ、C

○-Ⅱに較べて、中間支点部に曲げひびわれが発生した以後、たわみが大きくなる傾向にある。このように、中間支点部に接合面を設けると曲げひびわれ発生以後のたわみが大きくなるのは上記の曲げ剛性の項で述べたと同一の理由によるものと考えられ、これは次の中間支点モーメントにも影響しているようである。

本章の結果では、単純はりとは連続はりともに、コンクリート目地とモルタル目地での差は明瞭ではない。

さらに、図-6-6-(1)、(2)にはコンクリートの全断面を有効とし、本体部のコンクリートの弾性係数を用いて算定したたわみの計算値を併記した。それによると、接合面を設けた連続はりでも、一体はりと同様に曲げひびわれ発生前では実験値と良く一致していることがわかる。

4. モーメントの再分配

図-6-7は、ロードセルによる支点反力の測定値から求めた中間支点モーメントの実験値とスパン全長に均一断面を仮定して三連モーメント式から求めた計算値を示したものである。

図-6-7によると、中間支点部に曲げひびわれが発生するまでの荷重域では接合面の有無に関係なく、いずれも上記の計算値に等しいことが示されている。

しかし、それ以後の荷重域では中間支点部に接合面を設けた○-Ⅰは、それを曲げモーメントが0の位置に設けた○-Ⅱならびに一体はり○-Ⅲに較べて中間支点モーメントが小さくなる傾向が認められる。これは、曲げ剛性の項でも触れたが、○-Ⅰでは中間支点部の接合面で集中的に大きな回転が生ずるためであろう。

なお、図-6-7によるとコンクリート目地とモルタル目地の間での差はほとんどないと考えてよい。

4 章 樹脂接着剤を利用した 1 接合方法

ここでは、樹脂接着剤を利用した 1 つの接合方法として、次のようなものを試みた。

まず、本体部のプレキャスト R C 材を軸方向に鉛直面で接着する。つぎに、接合用の R C ブロックを本体部の引張線に沿わせて接着することによって、本体部間の鉛直接合面の曲げモーメントに抵抗させるものである。これは、本体部と接合用ブロック内の主鉄筋間の力の伝達による方法である。

以下に、このようにして作製されたはりの載荷試験を実施することによって、ひびわれの様相、曲げひびわれ耐力、破壊耐力などを調べ、この接合方法の効果を検討した結果について述べる。

1 節 試験の概要

1. 供試体の種類

供試体の種類と断面をそれぞれ表-6-10、図-6-8 に示す。

表-6-10 供試体の種類
(供試体は各々につき 2 本ずつとする)

供試体の記号		プレキャスト 本体の主 鉄筋	接合用 ブロックの 主鉄筋	接合用 ブロックの 断面	中央部の 断面	載荷 方法
I 型 (一体)	I-13	2-D13		-	幅×高さ 10×15cm	2 点
	I-13'	"	-	-	"	1 点
II 型	II-10	2-D13	2-D10	幅×高さ 10×3cm	10×15cm	2 点
	II-13	"	2-D13	"	"	2 点
III 型	III-10	2-D13 (2-D16)	2-D10	10×3cm	10×15cm	2 点
	III-10'	"	2-D10	"	"	1 点
	III-13	"	2-D13	"	"	2 点
	III-13'	"	2-D13	"	"	1 点
IV 型	IV-10	2-D13	2-D10	10×5cm	10×20cm	2 点
	IV-10'	"	2-D10	"	"	1 点
	IV-13	"	2-D13	"	"	2 点
	IV-13'	"	2-D13	"	"	1 点

供試体は4種類で、次のとおりである。

I型：基準になる一体はり

II型：本体部に切欠きを設けて、接合用RCブロックを埋込んで接着したもの。この場合には接合用ブロックの端部位置で本体部の主筋が連続している。

III型：II型と同様であるが、接合用ブロックの端部位置で本体部の主筋が連続せず、本体部に別に接合用鉄筋を配置したもの。この鉄筋は本体部と同一の抵抗モーメントを有するように配置されている。

IV型：本体部に切欠きを設けなくて、その下面に接合用RCブロックを接着したもので、この区間で断面が拡大するもの。

以上の供試体に対する主鉄筋は、本体部では2-D13で、接合用ブロック内では2-D10と2-D13の2種類とした。(III型では上記の理由によって本体部で2-D16も配置されている)

本体部の鉛直接合面と接合用ブロックの端部間の距離(両部の主鉄筋の重ね合せ長)は、 l ⁽²⁾
 $=20\text{ cm}$ とした。示方書による鉄筋の継手の項を準用すると、引張鉄筋の重ね継手は次式の長さ l 以上かつ 20ϕ 以上重ね合わせることにしている。

$$l \geq \sigma_{sa} \cdot \phi / 4 \tau_{oa} \quad (6-8)$$

ここに、

σ_{sa} ：鉄筋の許容引張応力

ϕ ： " 直径

τ_{oa} ：許容付着応力

本試験体では、SD30、 $\sigma_{ck}=500\text{ N/mm}^2$ であったから $\sigma_{sa}=1,600\text{ N/mm}^2$ 、 $\tau_{oa}=20\text{ N/mm}^2$ となるので、上式から $l \geq 20\phi$ が必要である。

したがって、接合用ブロックの主鉄筋量が、2-D10のときは $l=21\phi$ となり上記の条件を満足するが、2-D13のときは $l=16\phi$ となりやや不足することになる。

2. 使用材料と示方配合

セメントは住友社の普通ポルトランドセメント、骨材は長良川産の川砂、川砂利(最大寸法 10 mm)、主鉄筋はいつでも川崎製鉄社の異形鉄筋SD30、スターラップ筋には同社製の普通丸鋼SR30($\phi 6$)を使用した。

一方、用いた接着剤はブロック接着用のエポキシ樹脂(サンエレン社のA-560)で、試験はりと同一コンクリート、同一断面のプレキャストブロックを接着してスパン 150 cm の二点載荷による曲げ試験から求めた接着強度は 45 N/mm^2 であった。

また、本体部と接合用ブロックともに表-6-11に示す示方配合のコンクリートとした。

表-6-11 コンクリートの示方配合

粗 骨 材 最大寸法 (mm)	スランプ (cm)	W/C (%)	s/a (%)	単 位 量 (kg/m ³)				
				水 (W)	セメント (C)	細骨材 (S)	粗骨材 (G)	混和剤 (cc)
10	5±1	45	42	146	330	811	1,136	チューポール 6.6

3. 供試体の作製方法

本体のRC部と接合用RCブロックはともに打設後1日で脱型し、以後3週間実験室内の水槽で水中養生した後、1週間実験室内に放置して乾燥させた。

これらの接着にあたっては、あらかじめ接合面にワイヤブラシをかけ、アセトンではこりや油脂分を十分に拭き取った。

接着の順序は、まず本体部は接着剤を塗布して約80°の斜面に立てかけて自重で圧着した。2日経過後に、接合した本体部を水平にして接合用RCブロックを接着した。載荷試験はその後1週間目に実施した。

4. 試験方法

載荷試験は、図-6-9のようにスパン150cmの単純はりに対して1点または2点で加圧した。後者では接合用ブロックは曲げスパン内に位置している。各荷重階で、スパン中央のたわみ、および接合用ブロックの端部位置で断面の上縁から2.5cm、12.5cm下方のコンクリートのひずみ(67mmのペーパーゲージによる)を測定した。

2節 試験結果と考察

1. 曲げひびわれ耐力

曲げひびわれ発生モーメントの実験値と計算値を表-6-12に示す。計算値はコンクリートの引張強度を用いた神山の方法¹³⁾で求めたものである。ただし、1点載荷と2点載荷の場合ともに、一体はりを除いて最初の曲げひびわれは接合用ブロックの端部に発生した。そこで、モーメントの実験値と計算値はこの位置に対するもので示した。

表-6-12によると、接合用ブロック端部と本部との接合面で、主鉄筋が連続していない■型では、一体はり(Ⅰ型)に較べて曲げひびわれ耐力が低下し、計算値の70%程度になる

表-6-13 破壊モーメント

供試体	コンクリートの性質				破壊モーメント			破壊型式
	圧縮 σ_c ($\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$)	引張 σ_t ($\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$)	弾性係数 E_c ($\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$)	実験値 M_u (t·cm)	計算値 M_u (t·cm)	M_u/M_u'	抵抗モーメント 計算値 M_r (t·cm)	M_u/M_r
I-13	618	36.0	34×10^5	127.0 (1325)	112.3	1.13	44.1	2.88
I-13'	"	"	"	136.2	112.3	1.21	44.1	3.09
II-10	596	32.2	3.2	69.5 (69.5)	67.2	1.03	25.6	2.72
II-13	"	"	"	83.2 (75.0)	112.1	0.74	44.1	1.89
III-10	569	41.9	3.5	60.0 (60.0)	67.0	0.90	25.6	2.34
III-10'	"	"	"	66.8	67.0	1.00	25.6	2.61
III-13	"	"	"	61.8 (66.5)	111.7	0.55	44.1	1.40
III-13'	"	"	"	68.2	111.7	0.61	44.1	1.54
IV-10	636	46.6	3.5	68.8 (68.8)	95.2	0.72	36.4	1.89
IV-10'	"	"	"	60.0	95.2	0.63	36.4	1.65
IV-13	"	"	"	65.0 (67.5)	112.5	0.58	44.1	1.47
IV-13'	"	"	"	67.5	112.5	0.60	44.1	1.53

ことが認められる。

しかし、Ⅲ型と同様の接合型式であるがその主鉄筋の連続しているⅢ型、および接合用ブロックの端部に接合面を有さないⅣ型では、一体はりと同等の曲げひびわれ耐力が期待しうることが示されている。

2. 破壊様式と耐力

一体はりでは曲げひびわれが良く分散して曲げ破壊を呈したのに対して、接着したはりでは本体部と接合用ブロックの水平接合面附近に軸方向のひびわれが発生して破壊した。これは両部の主鉄筋間での力の伝達が十分でなかったことを示している。しかし、つぎに述べるが接合用ブロックの主筋が2-D10で、 $l > 20\phi$ の場合はその降伏による曲げ破壊と上記の破壊がほぼ同時に生じたと考えられる。

つぎに、各供試体に対する破壊モーメントを表-6-13に示している。表中の破壊モーメントおよび抵抗モーメントの計算値は、スパンの中央位置(本体部間の鉛直接合面)におけるもので、以下の方法で求めた。ただし、Ⅳ型供試体で接合用ブロックの主鉄筋2-D13のものだけは、その端部位置の本体断面に対して計算した。

曲げ破壊モーメントはコンクリートの圧縮応力の分布を矩形と仮定した計算式で、また抵抗モーメント¹⁴⁾は次式のうち小さい値とする。

$$\left. \begin{aligned} M_{rc} &= \sigma_{ca} \times \frac{bx}{2} \left(d - \frac{x}{3} \right) \\ M_{rs} &= \sigma_{sa} A_s \left(d - \frac{x}{3} \right) \\ x &= (\sqrt{2np + (np)^2} - np) d \end{aligned} \right\} \quad (6-9)$$

ここに、

σ_{ca} : コンクリートの許容曲げ圧縮応力

σ_{sa} : 鉄筋の許容引張応力度

b, d : 断面の幅と有効高さ

A_s : 鉄筋の断面積

p : 鉄筋比 (A_s/bd)

n : 弾性係数比 (設計式として $n=15$)

表-6-13によると、一体はりでは曲げ破壊を呈し、その計算値より15%程度大きく、抵抗モーメントの約3倍の耐力を有していることがわかるであろう。これに対して、接着して組立てたはりでも、Ⅲ型とⅣ型の接合方法で接合用ブロックの鉄筋量が2-D10の場合 ($l =$

表-6-12 曲げひびわれモーメント

供 試 体	コンクリートの性質			曲げひびわれモーメント		
	圧 縮 σ_c ($\frac{kg}{cm^2}$)	引 張 σ_t ($\frac{kg}{cm^2}$)	弾性係数 E_c ($\frac{kg}{cm^2}$)	実 験 値 M_{cr} (t·cm)	計算値 M_{cr}' (t·cm)	M_{cr}/M_{cr}'
I - 13	618	36.0	3.4×10^5	34.4 ($\frac{31.3}{37.5}$)	26.2	1.31
I - 13'	"	"	"	27.5	26.2	1.05
II - 10	596	32.2	3.2	25.0 ($\frac{25.0}{-}$)	23.5	1.06
II - 13	"	"	"	31.3 ($\frac{31.3}{31.3}$)	23.5	1.33
III - 10	569	41.9	3.5	25.0 ($\frac{25.0}{25.0}$)	32.3	0.77
III - 10'	"	"	"	22.0	32.3	0.68
III - 13	"	"	"	21.9 ($\frac{25.0}{18.8}$)	32.3	0.68
III - 13'	"	"	"	19.2	32.3	0.60
IV - 10	636	46.6	3.5	34.4 ($\frac{37.5}{31.3}$)	32.0	1.08
IV - 10'	"	"	"	27.5	32.0	0.86
IV - 13	"	"	"	34.4 ($\frac{31.3}{37.5}$)	32.0	1.08
IV - 13'	"	"	"	27.5	32.0	0.86

21φ>規定値20φ)，曲げ破壊耐力の計算値にはほぼ等しく，抵抗モーメントの約2.5倍の耐力がえられた。したがって，この場合は接合用ブロックの鉄筋がほぼ降伏していると考えられる。

一方，接合用ブロックの鉄筋量が2-D13の場合（ $l=16\phi<\text{規定値}20\phi$ ），Ⅲ型とⅣ型の接合方法では曲げ耐力計算値の60％程度，抵抗モーメントの約1.5倍の耐力しかえられなかった。これに対して，Ⅲ型の接合方法では曲げ耐力計算値の75％程度で抵抗モーメントの約2倍となり，一体はりに較べると劣るが前2者の接合方法に較べて良好な結果を与えると考えられる。

以上のことから，ここで試みた接合方法のうちではⅢ型のものが比較的良好で，この場合の主鉄筋の重ね合わせ長は示方書¹²⁾の規定最小値以上とすればかなり満足しうる接合効果が期待できるのではないかと考えられる。

3. 鉄筋応力と付着応力

表-6-14に，本体部間の鉛直接合面の位置における接合用ブロックの鉄筋応力 σ_s と重ね合わせ区間 l の平均付着応力 τ_o を示す。ただし，両者とも破壊時の曲げモーメント M から¹⁴⁾次の常用計算式で算定したものである。

$$\left. \begin{aligned} \sigma_s &= M / A_s \left(d - \frac{x}{3} \right) \\ x &= \left(\sqrt{2np + (np)^2} - np \right) d \end{aligned} \right\} \quad (6-10)$$

$$\tau_o = \sigma_s \phi / 4l \quad (6-11)$$

ここに， ϕ は主鉄筋の周長で，他の記号は前記の(6-8)，(6-9)で説明したものと同一である。ただし，ここでは n はコンクリートの実測弾性係数から求めた。

表-6-14から，接着して組立てたはりの鉄筋の応力は2-D10の場合は降伏しているが2-D13の場合は降伏点よりかなり小さいことが認められ，前記の破壊耐力で述べたことを如実に示している。

また，破壊時における鉄筋の平均付着応力はいずれの場合も，示方書¹²⁾の許容付着応力 $\tau_{oa} = 20 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ の約2倍になっているようである。

4. コンクリートの応力

図-6-10に接合用ブロックの端部位置で，断面の上縁より2.5cm下方における本体コンクリートの圧縮応力の実験値と計算値を示す。計算値は，この位置に曲げひびわれが発生するまでは $(M < M_{cr})$ 全断面を有効とした式(6-12)を，以後は引張側を無視した式¹⁴⁾(6-13)

表-6-14 破壊時の鉄筋応力

供試体の種類	接合用ブロック 主筋の最大応力		付着応力	
	σ_s ($\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$)	σ_{sy}	τ_o ($\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$)	τ_{oa}
I-13	4,590	3,770	—	—
I-13'	4,920	"	—	—
II-10	4,350	3,910	47	20
II-13	3,030	3,770	48	"
III-10	3,760	3,910	45	20
III-10'	4,180	3,910	47	"
III-13	2,240	3,770	37	"
III-13'	2,460	3,770	40	"
IV-10	3,040	3,910	38	20
IV-10'	2,650	3,910	33	"
IV-13	1,660	3,770	27	"
IV-13'	1,720	3,770	28	"

σ_{sy} : 降伏点
 τ_{oa} : 許容付着応力

から求めたものである。

$$\sigma_c = M \cdot y / I \quad (6-12)$$

$$\left. \begin{aligned}
 \sigma_c &= 2M / b x \left(d - \frac{x}{3} \right) \\
 x &= \left(\sqrt{2np + (np)^2} - np \right) d
 \end{aligned} \right\} \quad (6-13)$$

ここに、

I : 断面の図心に関する断面 2 次モーメント (コンクリートの全断面有効)

y : 断面の図心から応力を求める位置までの距離

n : コンクリートの実測弾性係数から求めた弾性係数比

その他の記号は式(6-9)と同一である。

同図によると、この位置の接合面で本体部の主鉄筋が連続しないⅢ型および断面の高さが急変するⅣ型では実験値が計算値よりやや大きく、Ⅱ型では逆の傾向を示している。

しかし、同図から判断して、上記のように一体はりと同じの計算式から求めた応力の計算値はおおむね実験値と合致しているといえるであろう。

5. た わ み

スパン中央のたわみの実験値を図-6-11に示す。同図から、スパンの中央部の40cm区間で断面が大きくなっているⅣ型では他のものに比べてたわみが小さい。本実験の結果からみると、断面の大きさが一体はりと同じの組立はりⅡ型とⅢ型でも、破壊時までのたわみは一体はりとは差がないようである。

5 章 結 論

ここでは、まずプレキャスト部材間にコンクリートまたはモルタル目地を充填した後に、ポステン式プレストレスで圧着したはりの曲げとせん断特性に関する設計上の問題を考察した。さらに、樹脂接着剤を利用した1接合方法を試み、その接合効果を検討した。

本研究でえられた結果を要約すると以下のとおりである。

プレストレスによる第1の方法では、接合面の曲げおよびせん断特性として設計上、以下の点に注意する必要があると考えられた。

1) 接合面に発生する曲げひびわれはその幅の拡大が著しく、接合部附近では一体ものに較べて曲げひびわれの分散性がきわめて劣ることが認められた。このために、曲げひびわれの発生後では接合面を含む区間の曲げ剛性が一体ものより小さいこと、すなわち接合面で集中的に大きな回転が生じやすく、たわみも一体はりよりやや大きくなる点に注意する必要があるだろう。

2) 十分なワイヤブラシ処理を施した場合、接合面における曲げひびわれ耐力は、本体部コンクリートと目地材との間の付着強度（引張）を目地材の曲げ強度の60%と仮定して計算しても十分であると考えられた。

さらに、曲げ破壊が目地部で起る時でもその耐力は、目地の圧縮強度が本体部の $\frac{2}{3}$ 以上の場合には実用上は本体部の圧縮強度から計算しても十分である。

3) 接合面に曲げモーメントとせん断力が同時に作用すると、接合面に曲げひびわれが発生するとはほぼ同時にその先端から著しい斜ひびわれが発生し、せん断破壊を招きやすいことが認められた。部材に著しい損傷を与えるこの斜ひびわれを発生させないためには、いかなる荷重状態においても接合面に曲げひびわれが生じないようにプレストレスの量を決める必要がある。しかし、式(6-1)に従って本体部にスターラップを配置しておけば、せん断破壊は防止しうると考えられた。

一方、上と同一の方法で接合した連続はりで、接合面を中間支点部に設けたもの(CⅠ)、曲げモーメントが0の位置に設けたもの(CⅡ)および一体もの(CⅢ)を比較した結果、

1) CⅠはCⅡ、CⅢに較べて中間支点部の曲げひびわれ耐力が低下するが、載荷点下の本体部ではほとんど差がないと考えられた。

2) いずれの位置に接合面を設けても、曲げ破壊耐力を基準にして式(6-1)からスターラップを配置しておけば、一体はりと同様に曲げ破壊を期待できるであろう。

3) 中間支点部に曲げひびわれの発生以後から破壊に至るまで、CⅠはCⅡに較べてやや中間支点モーメントが小さく、逆にたわみが大きくなることが認められた。これは、接合面での前記1)の変形特性に原因するものであろう。

第2の方法として、樹脂接着剤の利用の一例として、4章の図-6-8のように本体部のプレキ

キャストR C材を軸方向に鉛直面で接着した後、接合用のR Cブロックを本体部の下面の引張部に沿わせて接着することによって、本体部間の鉛直接合面の曲げモーメントに抵抗させることを目的としたものに関しては次のことが認められた。

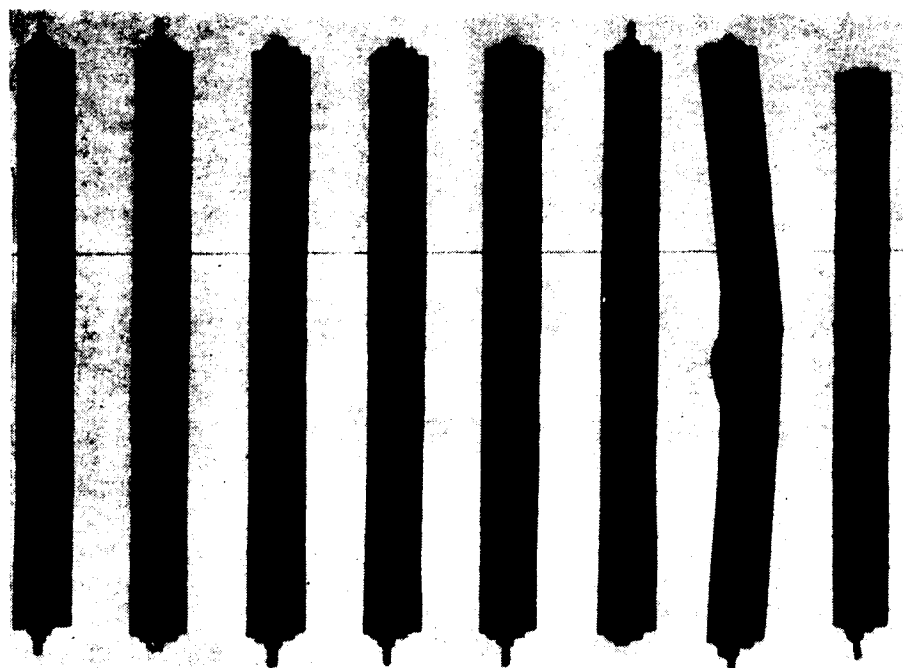
1) 接合方法としては、図-6-8のうち■型のものが適当で、この方法で主鉄筋の重ね合わせ長さを土木学会コンクリート標準示方書の規定最小値以上とすれば、かなり満足しうる接合効果が期待できると考えられた。

2) 上の方法で接合したものでは、接合面の曲げひびわれ耐力、曲げ応力ならびにたわみは一体ものに遜色がないと考えられた。

〔第6編 文 献〕

- 1) 第13回橋梁・構造工学研究発表会；コンクリートおよび合成構造における急速施工に関する研究，1966.11.25
- 2) 坂，六車，富永：“打ち継ぎ目をもつPCはりの力学的性質に関する基礎研究”セメント技術年報，X V，1960
- 3) 坂，六車，富永：“打ち継ぎ目地のPC部材におよぼす影響に関する研究”，セメント技術年報，X IV，1961
- 4) PCブロック工法研究会研究報告；
プレストレストコンクリート，Vol.10，№1，1968.1
“ ”，Vol.10，№5，1968.12
- 5) 岡田，矢村，浦沢：“PCブロック工法における樹脂接着について”土木学会第26回年次学術講演会講演集，第5部，1971.10
- 6) 岡田，浦沢，隅野：“PCブロックはりの力学的特性に関する研究”，セメント技術年報，X X V，1971
- 7) 土木学会：プレストレストコンクリート設計施工指針
- 8) 建築学会：プレストレストコンクリート設計施工規準
- 9) 大浜，小林，縄田，久野：“プレストレストで接合したプレキャストブロックの曲げおよびせん断特性について”土木学会中部支部研究発表会講演概要集，1971.11
- 10) 六車：“プレストレストコンクリート”コロナ社
- 11) 大浜，小林，縄田：“プレキャストブロックを用いたはりの特性について”セメント技術年報，X X VI，1972
- 12) 土木学会：コンクリート標準示方書
- 13) 神山：“鉄筋コンクリート”コロナ社
- 14) 近藤，小野，田口：“鉄筋コンクリートの設計”国民科学社

(1) L. I 最荷 (曲げ試験)



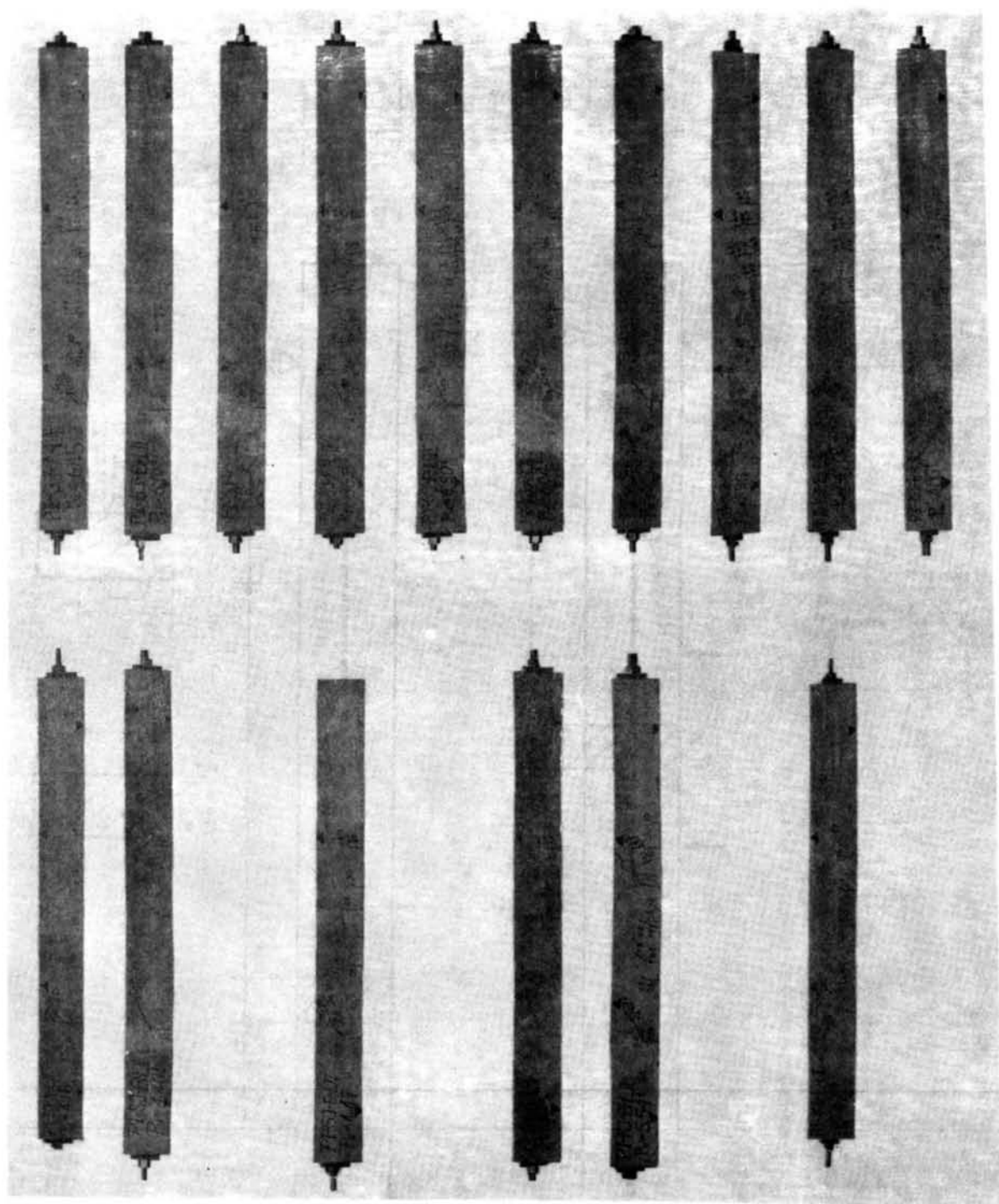


写真 6-1

(2) L. II 載荷

(せん断試験)

図 6・1 供試体の形状と載荷方法

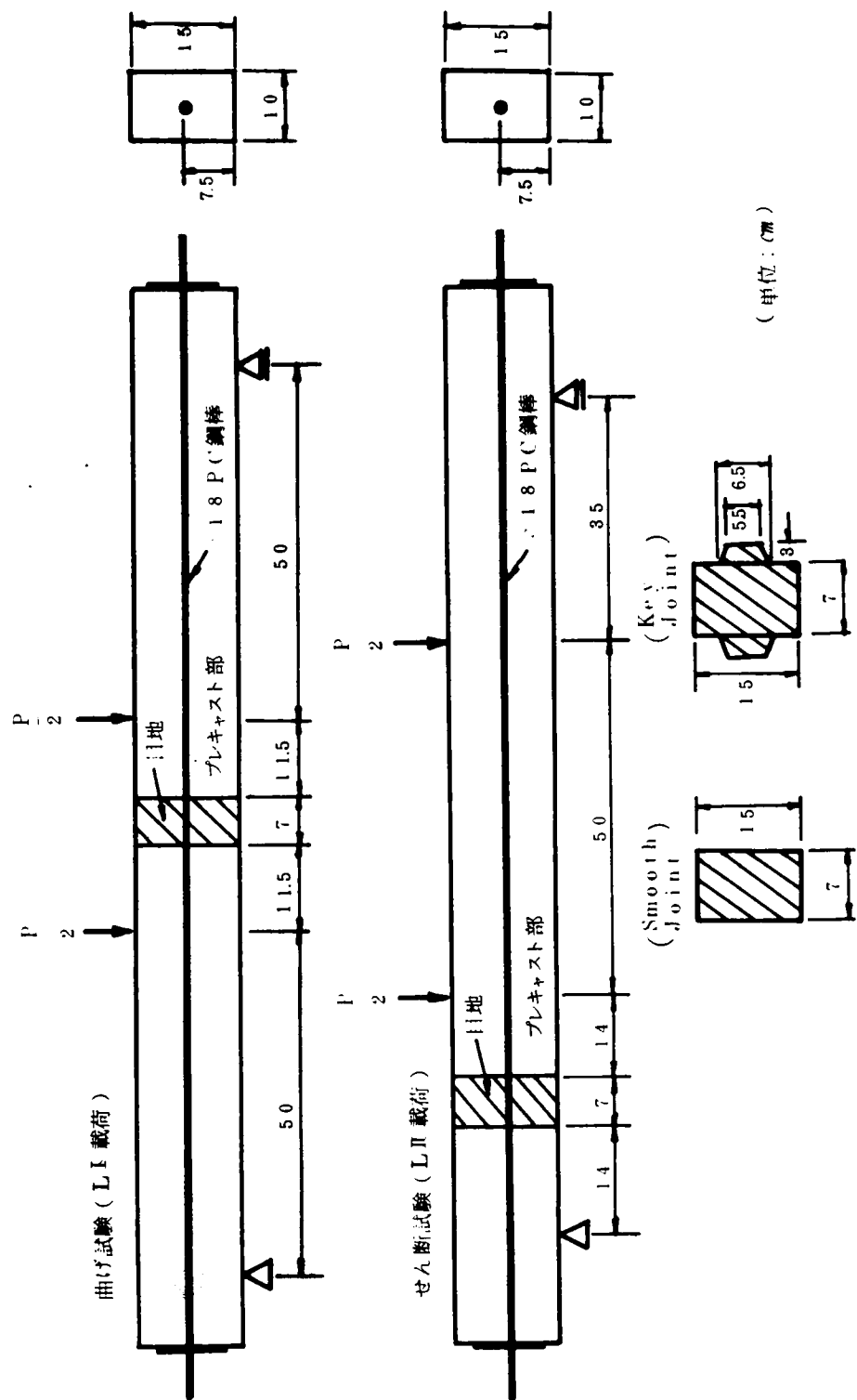


図 6 2 日地を含む20 cm区間の平均曲げ剛性～曲げモーメント

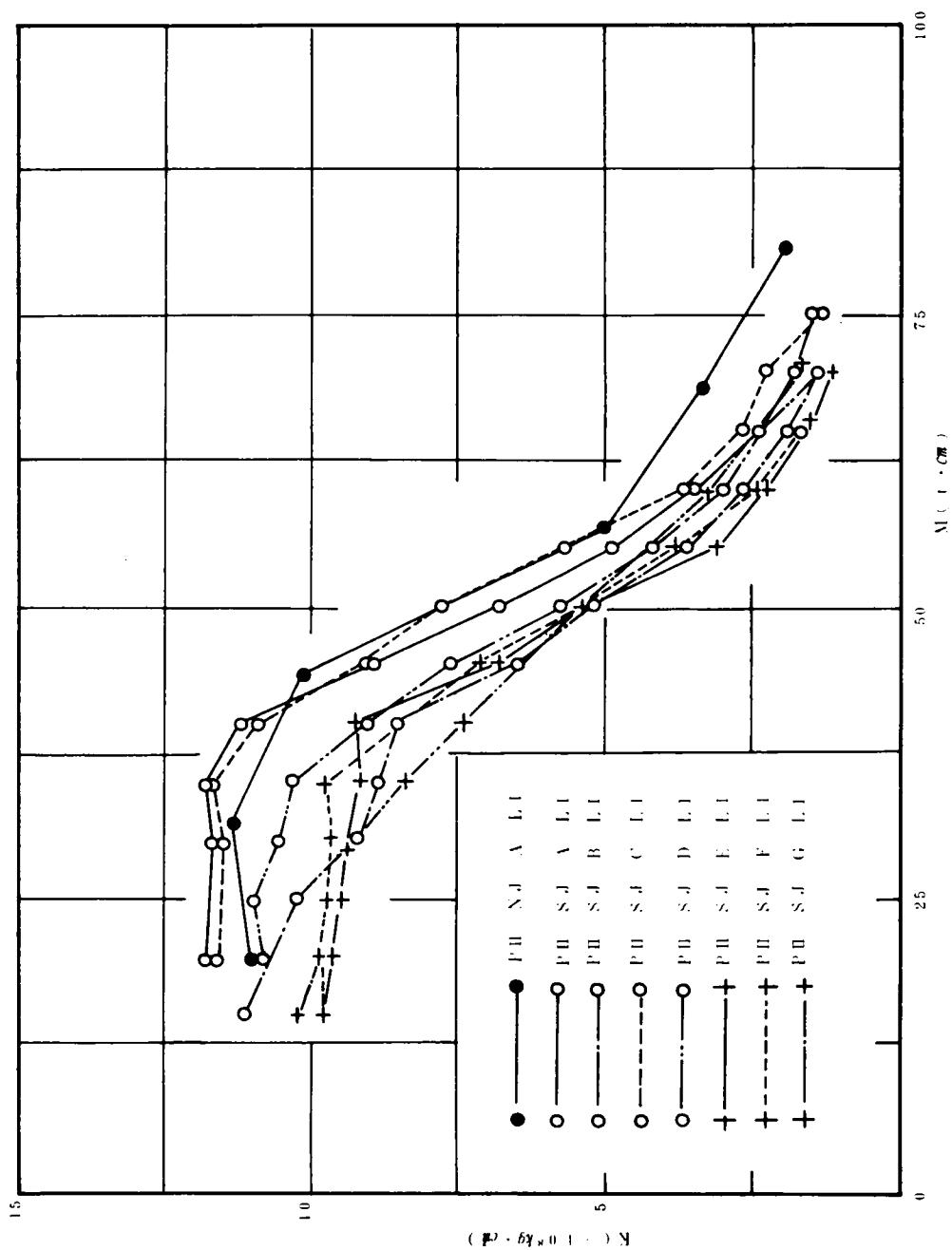


図-6 3 荷重～たわみ

(1) LI 載荷(目地が曲げスパン内にあるもの)

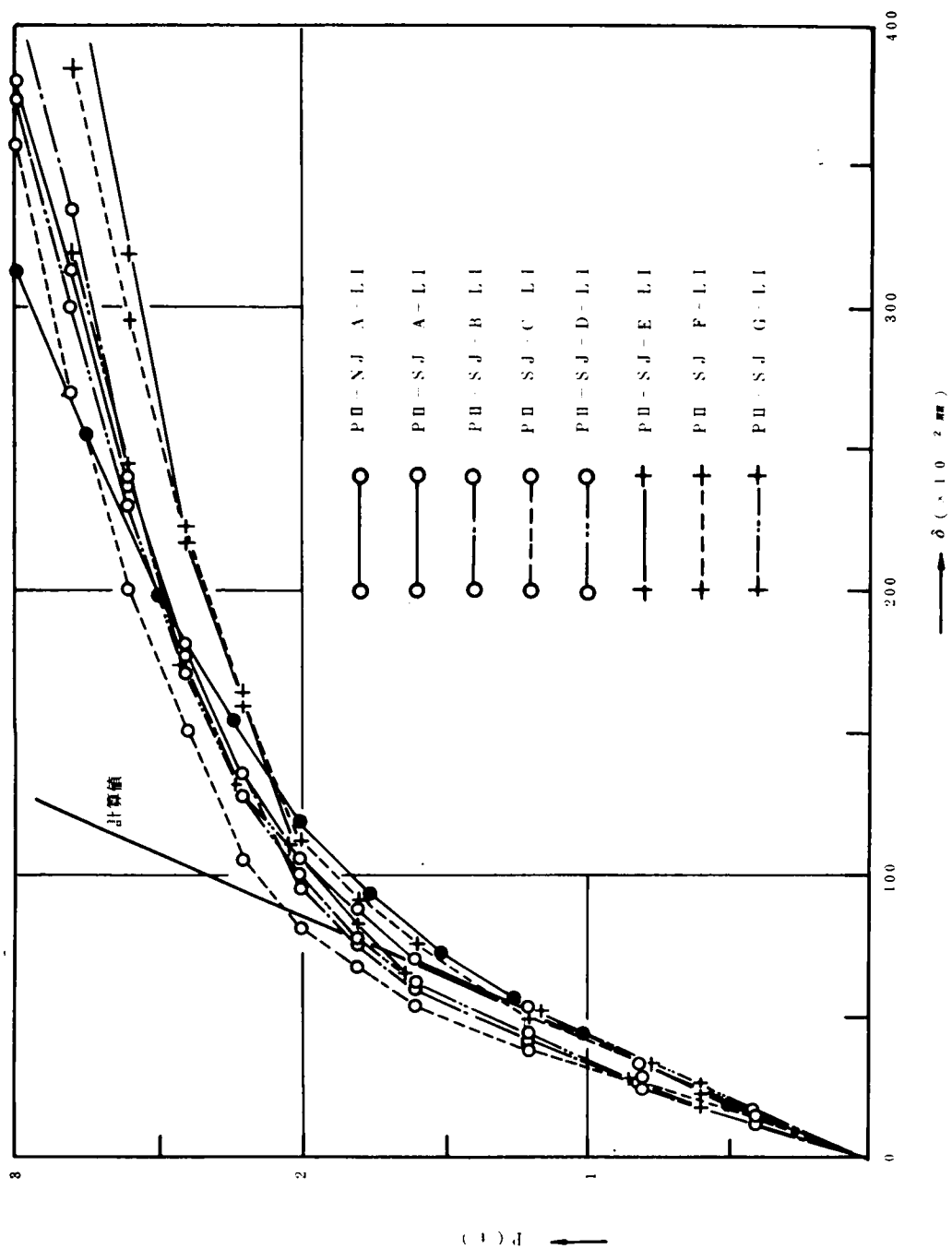


図 6 3 荷重～たわみ
(2) I. II 載荷(目地かせん断スパン内にあるもの)

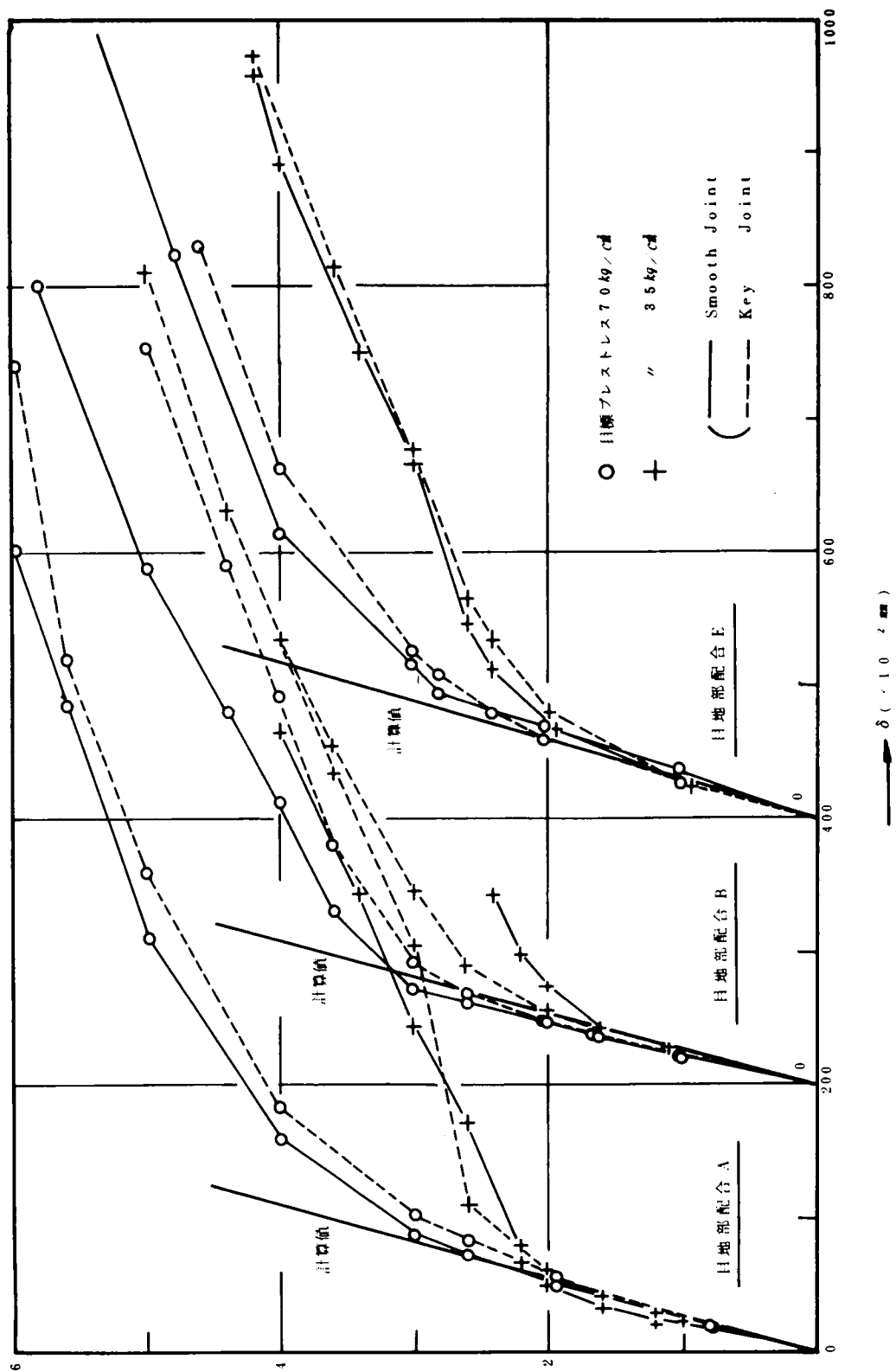
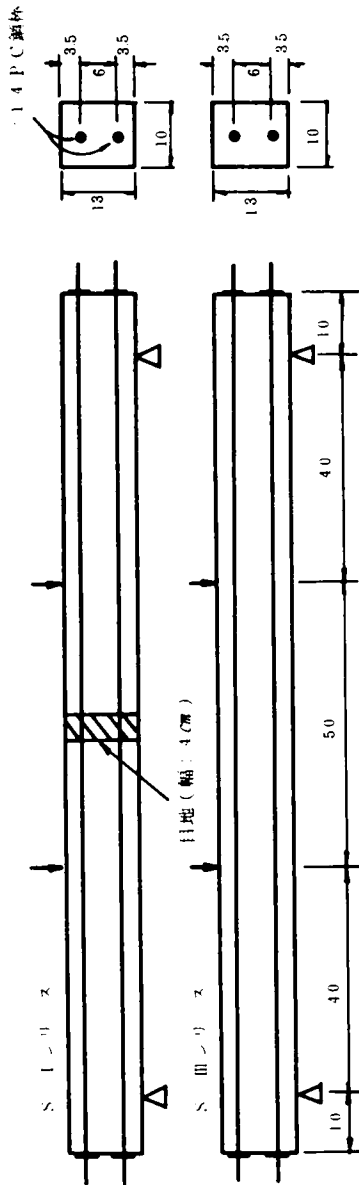
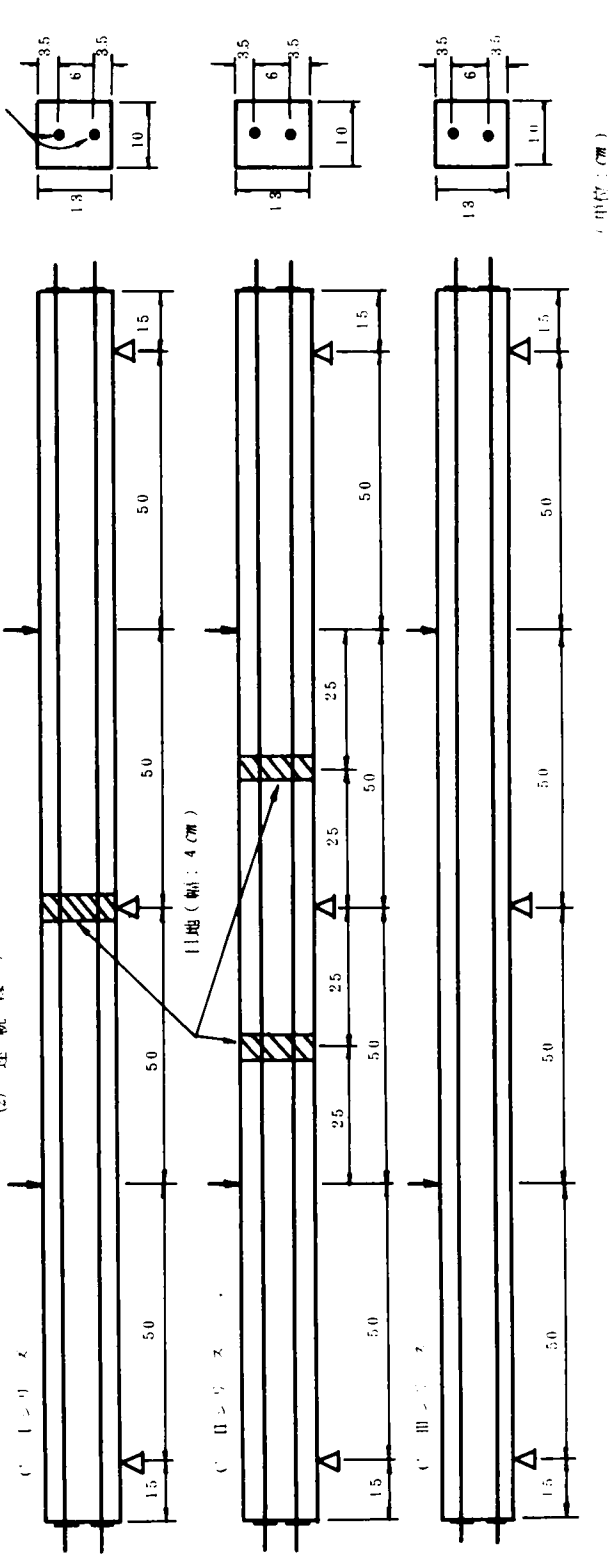


図 6 4 供試体の断面・寸法

(1) 単純はり



(2) 連続はり



(単位: cm)

図 6 5 曲 げ 剛 性

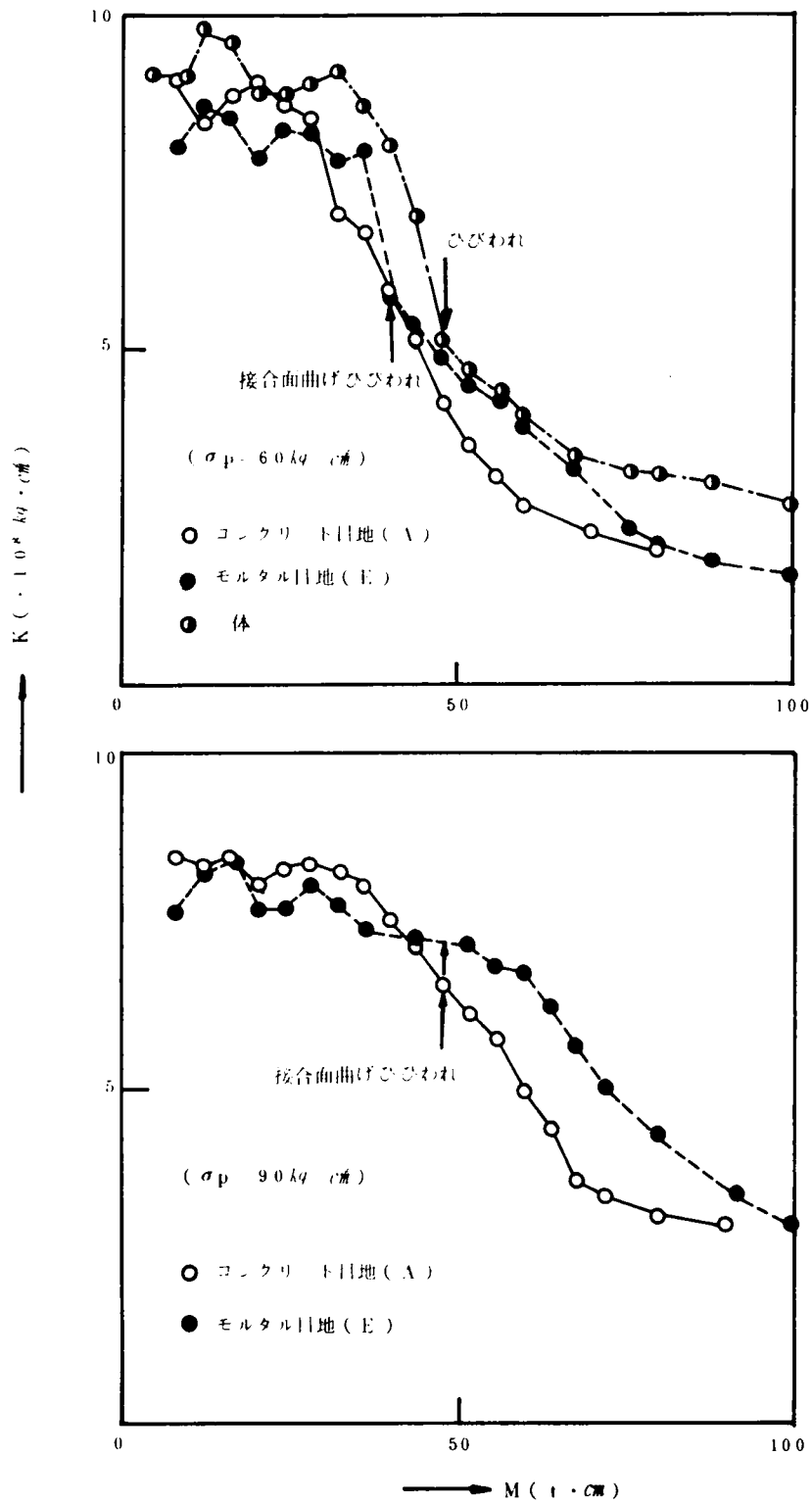
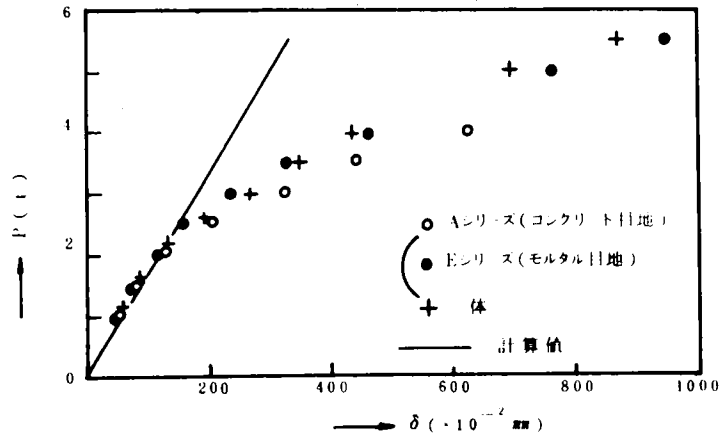


図 6 6 荷重～たわみ

(1) 単純はり



(2) 連続はり

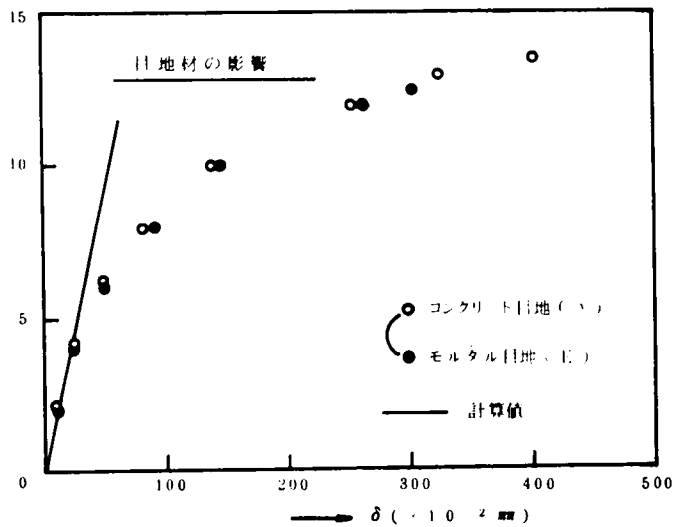
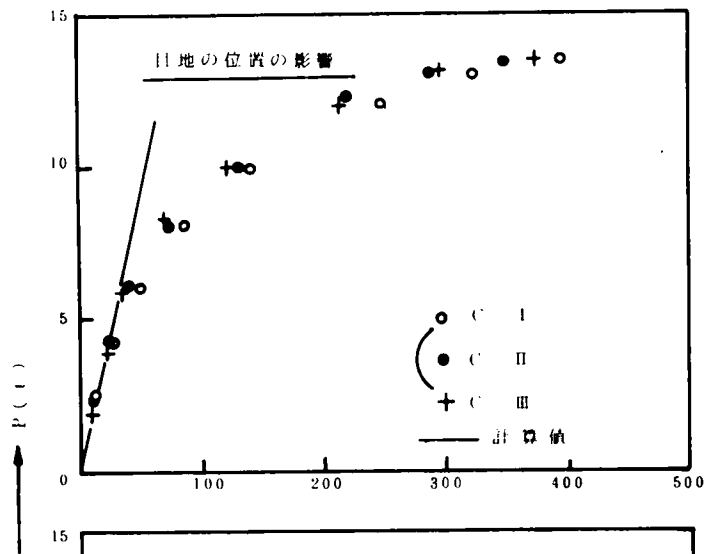


図 6-7 中間支点モーメント

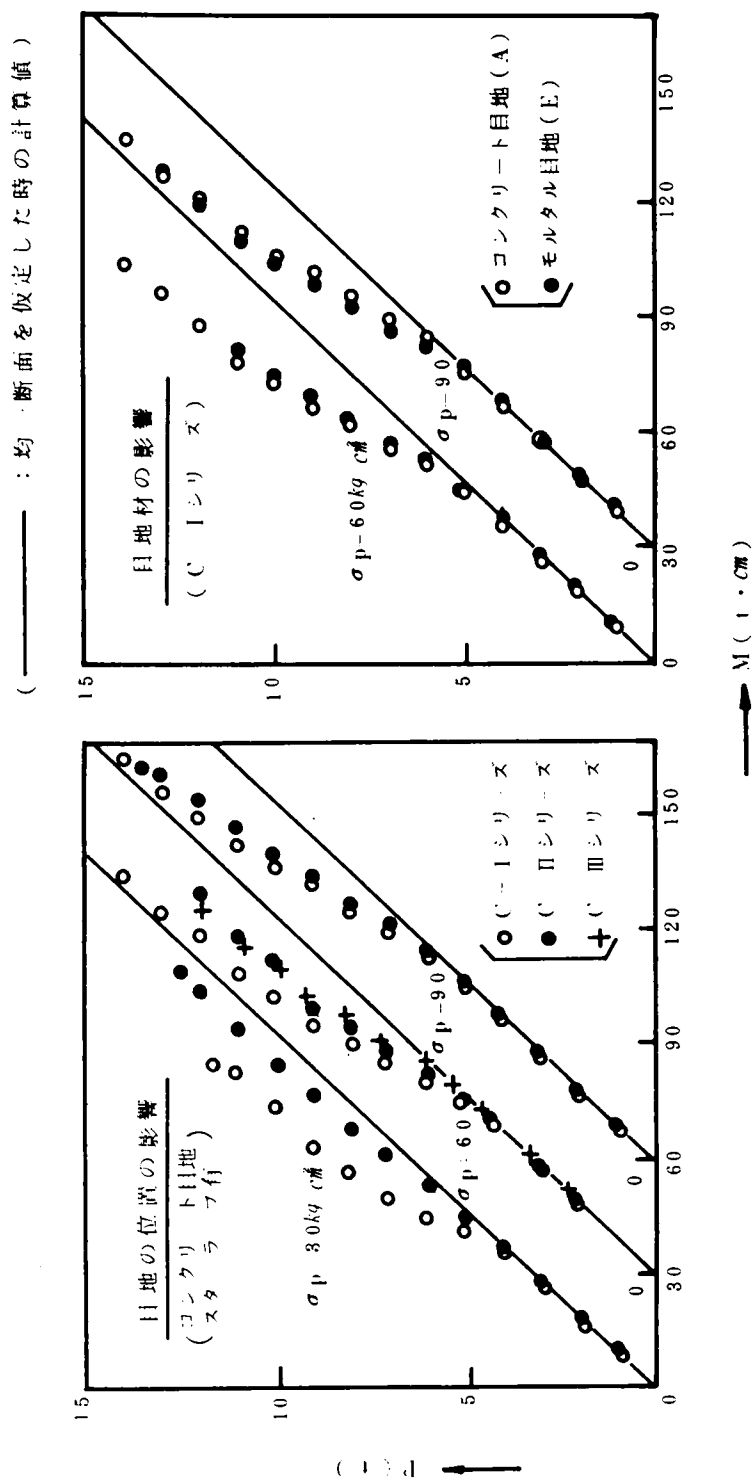
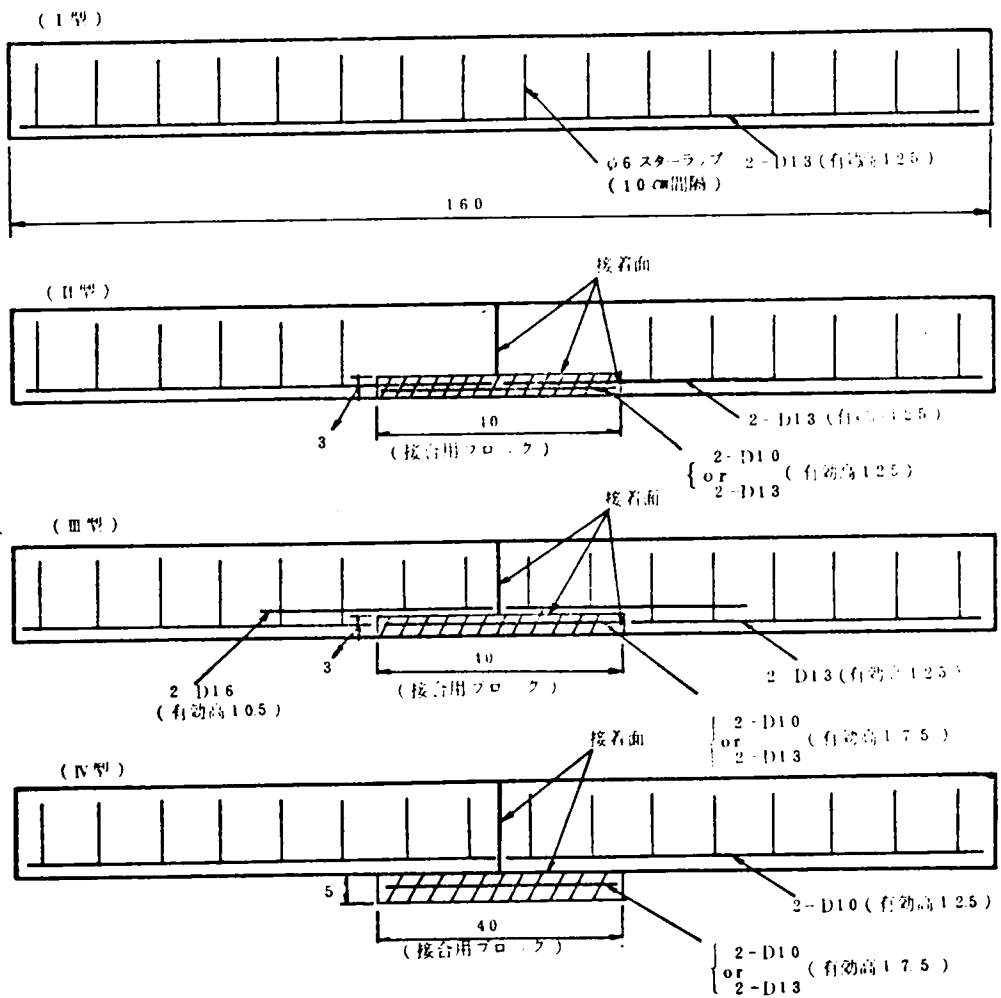
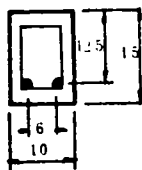


図 6 8 供試体の種類（接合方法）



プレキャスト部本体の断面



(単位: cm)

图 6 9 载 荷 方 法

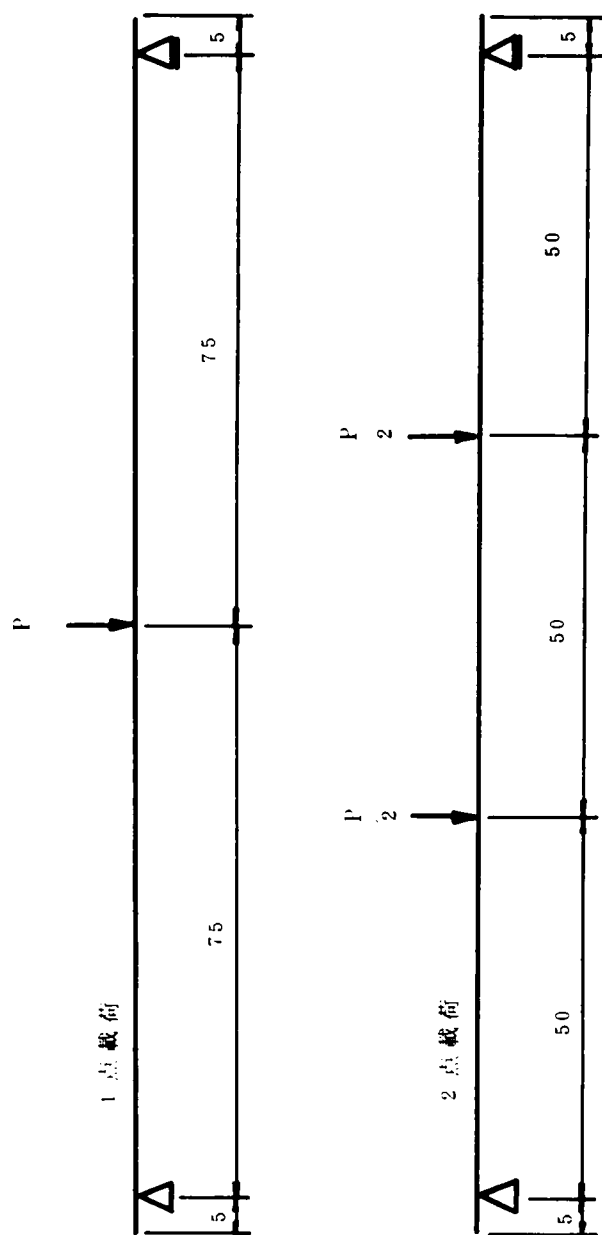


図 6 10 曲げモメント～コンクリートの圧縮応力

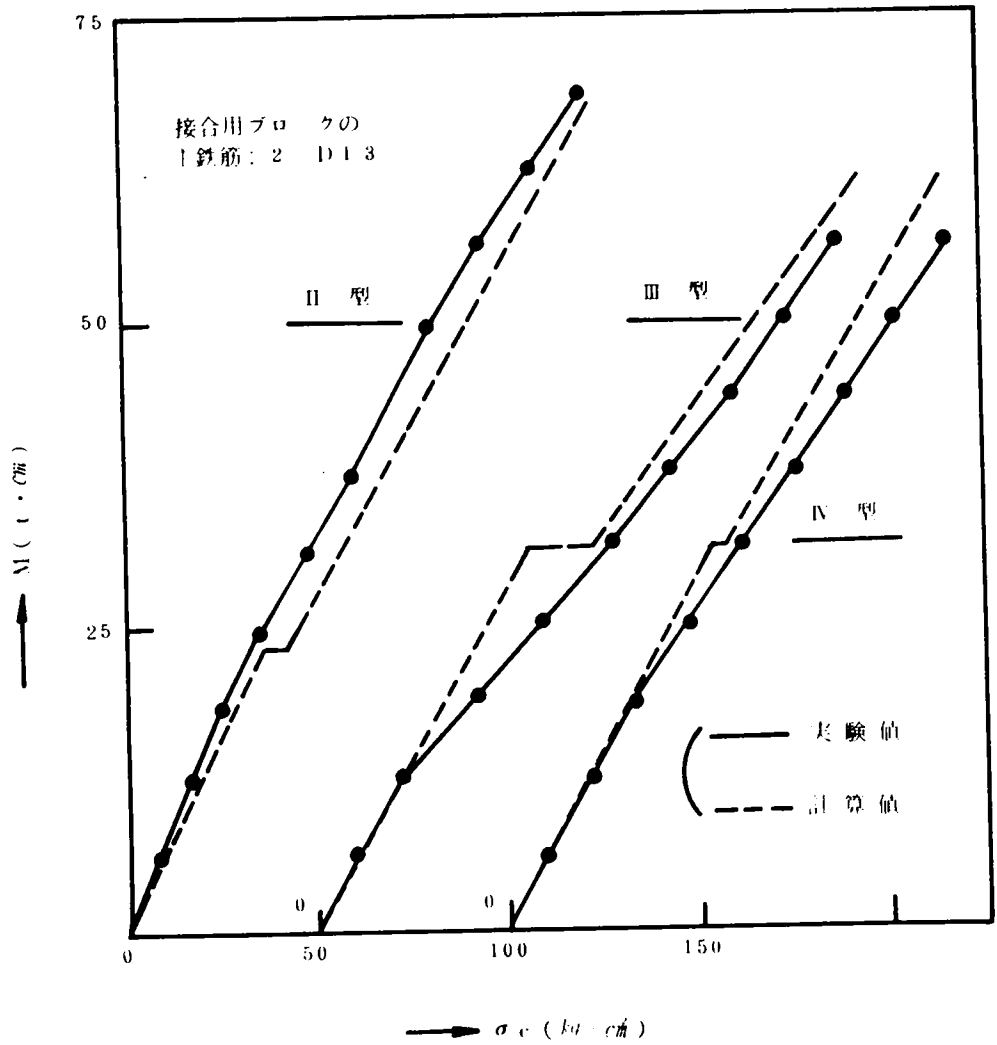
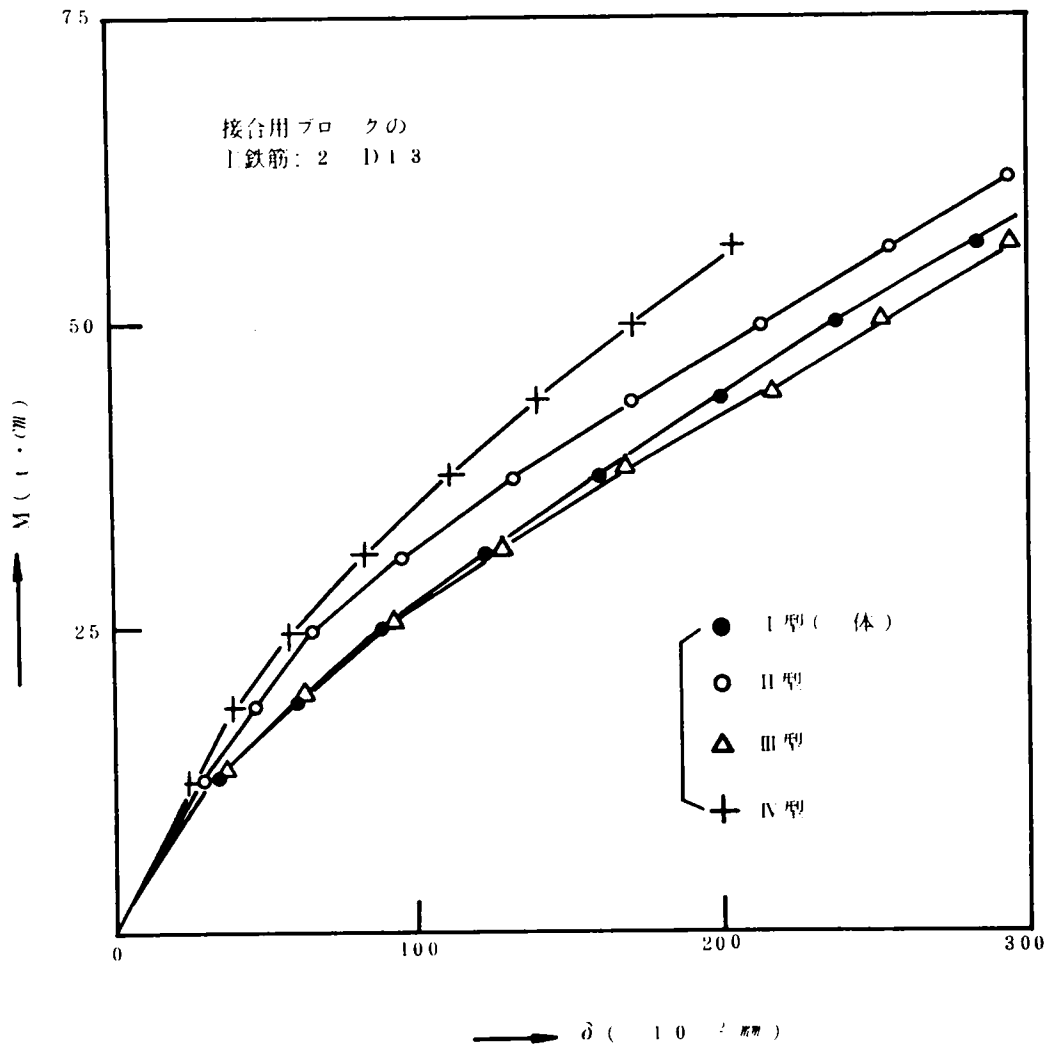


図 6 1 1 曲げモーメント～たわみ



第7編 合成はりにおける乾燥収縮とクリープに関する研究

1 章 概 説

合成はりでは、i) プレキャスト部と打継部間で一般に乾燥収縮ひずみに差があり、相互に拘束しあうこと、ii) プレキャスト部にプレストレスが与えられている場合、そのクリープによる軸方向ひずみあるいは回転角ひずみが打継部に拘束を受けること、iii) 単純支承で架設されたプレキャスト部が合成断面の全自重を受ける場合（活荷重合成）、そのモーメントによるプレキャスト部のクリープ回転角ひずみが打継部に拘束されること、等のために合成断面には拘束応力（Differential shrinkage stress、一般には収縮差応力といわれているが、回転角ひずみの影響も含まれるのでこう呼ぶことにする）と反り変形（Warping）が発生する。

単純合成はりでは、このうち主に拘束応力が問題となるようである。とくに、打継ぎコンクリートの乾燥収縮ひずみが入さい場合や打継ぎ時期の遅れる場合には、この応力がかなり大きくなり、曲げひびわれ耐力に影響を与えるのでそれを無視しえないこともある。

さらに、連続合成はりでは拘束応力はもちろんのこと、反り変形も重要な問題である。単純合成はりでは反り変形は支承に拘束されることがないのに対して、連続合成はりでは中間支点で左右スパンの連続条件を満足するよう拘束を受けることになる。したがって、この部に二次的に不静定モーメントが発生するので、この点も設計上十分に留意する必要があると考えられる。

拘束応力と反り変形を求める方法として、従来多くの理論式が提案されている。

これらの理論式は、クリープによる応力の緩和を考慮しない弾性的な解法とそれを考慮した塑性的な解法に分類できる。

また解法としては、断面力の作用位置の採り方によって、いわゆる“Composite Section Method”と“Separate Section Method”に分類できるであろう。前者は、打継部のみに対してその図心軸に未知力を作用させ、これと同時にそれと大きさが等しく向きが逆の力を合成断面¹⁾²⁾の図心軸に外力として作用させ、ひずみの適合条件式から解くもので、Mörsch、Birkeland等の解法はこれに相当する。一方、後者はプレキャスト部と打継部でそれぞれ独立に未知の断面力³⁾⁴⁾を作用させ、力のつりあいとひずみの適合条件式とから解くもので、岡田、Walter、Evans⁵⁾⁶⁾ & Parker、Branson & Ozell等の解法はこれに相当するものである。

以上の解法では、打継部とプレキャスト部間の軸方向ひずみの差のみに着目して解かれたものが多い。しかし、プレキャスト部に偏心プレストレスが与えられているような場合には、実際にはク

リープ回転角ひずみも存在するので、これも考慮する必要がある。³⁾ 岡田の方法はこの点も考慮して解かれたもので、偏心プレストレスの影響もうまく説明できる。

さらに、コンクリートのクリープによる応力の緩和現象を考慮したものも多く報告されている。この場合の近似解の1つに有効弾性係数 ($E/(1+\varphi)$), E : 実際の弾性係数, φ : クリープ係数) を用いる方法がある。しかし、これは拘束応力のように変動応力を受ける状態ではもちろん正しいものではない。また、上記の Mörsch¹⁾ は Composite Section Method で求めた弾性解に $(1-e^{-\varphi})/\varphi$ なる応力の緩和係数を乗ずる方法を提案している。しかし、この方法では、打継部³⁾ のコンクリートのクリープ係数しか考慮されていないのでやはり十分とはいえない。一方、岡田の方法は上で述べたようにプレキャスト部の回転角ひずみの影響を含めると同時に、打継部とプレキャスト部の各々の特性を考慮したクリープ係数を用いるので厳密解に最も近いと考えられる。

以上のような種々の解法が提案されているが、コンクリートのクリープ現象を考えた場合には厳密な数学的直接解をうるのがむずかしい。さらにコンクリートの弾性係数の時間的变化を考慮するとなると、一層困難になるといわざるをえない。

本編では、まず弾性的な解法として最近種々の構造解析に用いられている有限要素法を合成はりの拘束応力と反り変形の計算に適用して、上記の解と比較検討した。

つぎに、コンクリートのクリープ現象と弾性係数の時間的变化を考慮したものについて述べ、2, 3の条件を与えて数値計算を行なった結果ならびに実験結果と比較した点について詳述している。

さらに、連続合成はりの2次の不静定モーメントに対する解法を提案して、設計にしばしば用いられている Matlock⁷⁾ の解法およびその試験結果と比較した結果について述べている。

なお、本文中に説明しない記号は一括して本編の末尾に示すことにする。

2 章 拘束応力と反り変形の弾性的解法

概説で述べた種々の解法のうち、最も一般的な岡田の方法³⁾ (Separate Section Method に⁸⁾ 入るので、以下これをS・M法と呼ぶ)と有限要素法(Finite Element Method, 以下にF・M法と呼ぶ)⁹⁾について述べる。

1 節 S・M法とF・M法による計算式

1 S・M法

いま、図-7-1に示すように、両部が拘束し合うことなく各々自由に變形しうると考えた場合の、打継部の軸方向ひずみを S_1 、プレキャスト部のそれを S_2 、またプレキャスト部の回転角ひずみを $\triangle S$ とする。

両部が拘束しあうことによって生ずる断面力として、同図のように打継部断面の図心に作用する軸力を N_1 、曲げモーメントを M_1 、一方プレキャスト部のそれらを N_2 、 M_2 としよう。ただし、符号は図の向きを正とする。

断面力のつりあい、ひずみの適合条件式ならびに断面の平面保持を仮定することによって、次式(7-1)～(7-4)がえられる。

$$N_1 = N_2 = N \quad (7-1)$$

$$M_1 + M_2 = N \cdot h \quad (7-2)$$

$$S_1 = S_2 + N_1 / A_1 E_1 + N_2 / A_2 E_2 + M_1 h / E_1 I_1 \quad (7-3)$$

$$M_1 / E_1 I_1 = M_2 / E_2 I_2 - \triangle S \quad (7-4)$$

上の式(7-1)～(7-4)から $N_1 = N_2 = N$ 、 M_1 、 M_2 が求まると合成断面の拘束応力は次式で計算できる。

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{1T} &= -N / A_1 + M_1 h_{1T} / I_1 \\ \sigma_{1B} &= -N / A_1 - M_1 h_{1B} / I_1 \\ \sigma_{2T} &= +N / A_1 + M_2 h_{2T} / I_2 \\ \sigma_{2B} &= +N / A_1 - M_2 h_{2B} / I_2 \end{aligned} \right\} \quad (7-5)$$

ただし、 σ_{1T} 、 σ_{1B} 、 σ_{2T} 、 σ_{2B} はそれぞれ打継部断面の上縁と下縁、プレキャスト部の上縁と下縁の拘束応力を表わす。また、 h_{1T} と h_{1B} は打継部の図心からその上縁と下縁までの距離、 h_{2T} と h_{2B} はプレキャスト部のそれらを示す。

式(7-5)では(+)符号は圧縮応力、(-)符号は引張応力を表わすものとする。

一方、単純合成はりの反り変形(たわみ) δ は、この場合は両断面の M_1 ならびに M_2 がスパン方向に沿って一定と考えているので、次のようになる。

$$\begin{aligned}\delta(x) &= \frac{M_1}{E_1 I_1} \times \left(\frac{\ell x}{2} - \frac{x^2}{2} \right) \\ &= \left(\frac{M_2}{E_2 I_2} - \triangle S \right) \times \left(\frac{\ell x}{2} - \frac{x^2}{2} \right)\end{aligned}\quad (7-6)$$

また、この時の両部の軸方向の変位量 δ' は次式で求めることができる。

$0 \leq x \leq \frac{\ell}{2}$ のとき、

$$\left. \begin{aligned}\delta_1' (x, y_1) &= \left(S_1 - \frac{N_1}{A_1 E_1} + \frac{M_1}{E_1 I_1} \times y_1 \right) \times \left(\frac{\ell}{2} - x \right) \\ \delta_2' (x, y_2) &= \left(S_2 + \frac{N_2}{A_2 E_2} + \frac{M_2}{E_2 I_2} \times y_2 - \triangle S \cdot y_2 \right) \times \left(\frac{\ell}{2} - x \right)\end{aligned}\right\} \quad (7-7)$$

$\frac{\ell}{2} \leq x \leq \ell$ のとき、

$x = \frac{\ell}{2}$ で $\delta_1' = \delta_2' = 0$ となり、上の値と左右対称である。

ただし、式(7-6)、(7-7)で x はスパン ℓ の単純はりの左支点から任意の位置までの距離で、 y_1 と y_2 は打継部、プレキャスト部の図心より上方の場合は正、下方の場合は負とする。

2. F・M法

ここでは、二次元問題として拘束応力と反り変形を求めることにしよう。

図-7-2に示す三角形要素 $i-j-m$ を考え、三節点の座標をそれぞれ (x_i, y_i) 、 (x_j, y_j) 、 (x_m, y_m) とする。いま、各節点の x 方向(スパン方向)、 y 方向(スパンに直角方向)の変位を u 、 v とし、節点力を X 、 Y で表わすと変位ベクトル \mathbf{I}^e および節点力ベクトル \mathbf{F}^e はそれぞれ次のようになる。

$$\mathbf{I}^e = \begin{Bmatrix} u_i \\ v_i \\ u_j \\ v_j \\ u_m \\ v_m \end{Bmatrix} \quad (7-8)$$

$$\mathbf{F}^e = \begin{Bmatrix} X_i \\ Y_i \\ X_j \\ Y_j \\ X_m \\ Y_m \end{Bmatrix} \quad (7-9)$$

つぎに、打継ぎ以後、両部が拘束しあうことなく各々自由に生じうると考えた場合の打継部とプレキャスト部における各要素の収縮ひずみベクトルを $\{\epsilon_0\}$ とすると、節点力と変位の間には次の関係が成立する。なお、 $\{\epsilon_0\}$ は各要素で異なった値を取りうるので、この場合

はもちろん一様な軸方向ひずみと回転角ひずみをともに考慮することができる。

$$\{IF\}^e = [K]^e \{Ir\}^e + \{IF\}_{\epsilon_0}^e \quad (7-10)$$

上式で $[K]^e$ は各要素のスティフネスマトリックス， $\{IF\}_{\epsilon_0}^e$ は収縮ひずみベクトル $\{\epsilon_0\}$ による節点力ベクトルを表わし，それぞれ次のものである。

$$[K]^e = \int [B]^T [D] [B] d(vol) \quad (7-11)$$

$$\{IF\}_{\epsilon_0}^e = - \int [B]^T [D] \{\epsilon_0\} d(vol) \quad (7-12)$$

上の2式の積分は各要素について行なうことを示し，式中の $[B]$ ， $[D]$ ， $\{\epsilon_0\}$ は以下のとおりである。

$$[B] = \begin{bmatrix} b_i & 0 & b_j & 0 & b_m & 0 \\ 0 & c_i & 0 & c_j & 0 & c_m \\ c_i & b_i & c_j & b_j & c_m & b_m \end{bmatrix} \bigg/ \begin{vmatrix} 1 & x_i & y_i \\ 1 & x_j & y_j \\ 1 & x_m & y_m \end{vmatrix} \quad (7-13)$$

ただし， $b_i = y_j - y_m$ ， $c_i = x_m - x_j$ ，-----等を示す。また， $[D]$ は弾性マトリックスを表わし，平面応力状態では次式のようなになる。

$$[D] = \frac{E}{1-\nu^2} \begin{bmatrix} 1 & \nu & 0 \\ \nu & 1 & 0 \\ 0 & 0 & (1-\nu)/2 \end{bmatrix} \quad (7-14)$$

ただし， E と ν は各要素のコンクリートの弾性係数，ポアソン比を表わす。

一方，各要素の収縮ひずみベクトル $\{\epsilon_0\}$ は次のようになる。

$$\{\epsilon_0\} = \begin{bmatrix} S_x \\ S_y \\ 0 \end{bmatrix} \quad (7-15)$$

ただし， S_x と S_y は各要素の x ， y 方向の収縮ひずみを示す。

つぎに，各節点に作用する外力を $\{Ir\}$ とすると，各節点についての力のつりあいから，はり全体として次のつりあい方程式が成立する。

$$\{Ir\} = [K] \{Ir\} + \{IF\}_{\epsilon_0} \quad (7-16)$$

合成はりの拘束応力を対象とするこの場合には，外力（荷重）が作用していないので， $\{Ir\} = 0$ である。したがって，式（7-16）は次のようになる。

$$-\{IF\}_{\epsilon_0} = [K] \cdot \{Ir\} \quad (7-16)'$$

式(7-16)または(7-16)'の各項は各要素に対するものを構造物全体について重ね合わせたものを示し、それぞれ以下のとおりである。

$$[K] = \sum [K]^e \quad (7-17)$$

$$\{I_r\} = \begin{Bmatrix} u_1 \\ v_1 \\ \vdots \\ u_n \\ v_n \end{Bmatrix} \quad (7-18)$$

$$\{IF\}_{\epsilon_0} = \sum \{IF\}_{\epsilon_0}^e \quad (7-19)$$

式(7-16)'を $\{I_r\}$ について解くと、各要素の未知変位 (u, v) 、すなわち反り変形が求まる。ただし、境界条件としては単純合成はりの両支点で $v=0$ とする。

このようにして未知変位が決定されると、各要素内の拘束応力 $\{\sigma\}$ は次式で計算できる。

$$\{\sigma\} = \begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{Bmatrix} = [D] (\{\epsilon\} - \{\epsilon_0\}) \quad (7-20)$$

ここに、

$$\{\epsilon\} = \begin{Bmatrix} \frac{\partial u}{\partial x} \\ \frac{\partial u}{\partial y} \\ \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \end{Bmatrix} = [B] \{I_r\}^e \quad (7-21)$$

以上のように、F・M法は合成はりの拘束応力と反り変形の問題にも適用しうると考えられる。

2節 数値計算例とその検討

1 数値計算の条件

以上の両計算法を比較するために、合成断面の形状・寸法およびコンクリートの諸性質が以下の場合について数値計算を実施した。ただし、添字“1”、“2”はそれぞれ打継部とプレキャスト部に対応するものを示す。

断面；

$$\begin{cases} A_1 = b_1 \times h_1 = 10 \times 10 \text{ cm} \\ A_2 = b_2 \times h_2 = 10 \times 10 \text{ cm} \end{cases}$$

コンクリートの弾性係数；

$$\begin{pmatrix} E_1 = 3.5 \times 10^5 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \\ E_2 = 3.5 \times 10^5 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \end{pmatrix}$$

コンクリートのポアソン比；

$$\begin{pmatrix} \nu_1 = 0.2 \\ \nu_2 = 0.2 \end{pmatrix}$$

また、ここでは一例として乾燥収縮ひずみについてのみ考えることにした。S・M法ではこの値を次のようにする。

$$\begin{pmatrix} S_1 = 1.5 \times 10^{-5} \\ S_2 = 6.5 \times 10^{-5} \end{pmatrix}$$

一方、F・M法ではスパンに直角方向の乾燥収縮ひずみの影響も検討しうるので、次の2ケースについて計算を行なうことにした。

Case 1；{ ϵ_0 }

$$\{ S_1 \} = \begin{Bmatrix} S_1 \\ S_1 \\ 0 \end{Bmatrix}, \quad \{ S_2 \} = \begin{Bmatrix} S_2 \\ S_2 \\ 0 \end{Bmatrix}$$

Case 2；{ ϵ_0 }

$$\{ S_1 \} = \begin{Bmatrix} S_1 \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix}, \quad \{ S_2 \} = \begin{Bmatrix} S_2 \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix}$$

なお、F・M法における合成はりの要素分割は、電子計算機の容量の関係で96ケの三角形要素に分割して計算を行なった。分割数としてはやや少なく、解の精度に若干問題も残るようである。

以上の条件のもとで両計算法によって求めた反り変形と拘束応力の計算結果を図-7-3と図-7-4に示す。

2 結果の検討

1) 反り変形

図-7-3は両方法で求めた反り変形を示す。それによると、合成はりの下縁における垂直方向の変位(反りたわみ)については、スパンの中央位置でS・M法はF・M法より10%程度大きい。両者で良く合致していると考えられる。また、全体としての変形の形状はスパンに直角方向の乾燥収縮ひずみを考えないS・M法とそれと同一条件のもとで(Case 2)計算したF・M法とでは非常に良く類似していることが認められる。これに対して、F・M法でスパンに直角方向の収縮ひずみを考慮した場合(Case 1)、前2者に較べて垂直方向の変位の様相がかなり異なっている。しかし、この場合でも設計上問題とされる合成は

りの下縁の反りたわみは前 2 者にきわめて近いことがわかる。

一方、S・M法では変形条件としてひずみの平面保持則を仮定している。F・M法によるとはりの両端部附近では平面保持則を逸脱する変形状態が認められる。これは後述するように、はりの両端部附近では比較的大きなせん断応力が存在し、せん断変形の影響が表われていることによるものと考えられる。

なお、第3編・3章に示したT型断面の合成はり（T-HL-Ⅱ-5-3.0）と角形断面の合成はり（R-HL-Ⅱ-5-3.0）に対して、合成断面の上縁、下縁ならびに打継面の近くにプラグをはりつけ、候長25cmのフーゲンベルガーひずみ計で測定したひずみ分布の一例を図-7-5に示す。測定は打継ぎ後28日にスパンの中央部で行なったものである。これによると合成断面の拘束応力を取扱う場合においても、平面保持則の仮定が妥当であることが示されている。同様のことは、他の実験によってもすでに確められている。¹⁰⁾

2) 拘 束 応 力

つぎに、図-7-4に示す拘束応力について考えてみよう。なお、計算した結果では、F・MにおいてCase 1 と Case 2 で拘束応力の大きさと分布にほとんど差がなく、図で表わすと重なってしまうほどであった。

まず、従来いわゆる収縮差応力と呼ばれているスパン方向の応力 σ_x を考えてみよう。図-7-4-(1)によると、はりの端部附近を除いてS・M法とF・M法による σ_x の応力分布はかなり良く合致しているとみなしうであろう。

また、S・M法ではスパン方向の一軸応力状態を考え、しかもその方向に沿って軸力($N_1 = N_2 = N$)と曲げモーメント(M_1, M_2)が一樣であることを仮定している。したがってせん断応力 τ_{xy} ならびにスパンに直角方向の応力 σ_y は計算上はでてこない。しかし、実際には2軸(厳密には3軸)応力状態にあるので、 τ_{xy} と σ_y が存在するはずである。これらをF・M法で求めたのが図-7-4-(2), (3)である。

これによると、せん断応力 τ_{xy} の分布ははりの両端部附近で大きく、それより内側で急激に減少すること、とくにはりの端部近傍の打継面のせん断応力はかなり大きくなることが認められる。さらに、絶対値としては小さいがスパンに直角方向にも圧縮応力あるいは引張応力 σ_y が発生していることが示されている。

11)

拘束応力のうち、上記のせん断応力に関しては、例えば川本の光弾性による実験結果が報告されている。これは基礎岩はん上にコンクリートを打設した場合を対象としたものである。その結果によると、末端部ではコンクリートと岩はんの境界に大きなせん断応力の発生することが認められている。コンクリート合成はりでも、これと同様の分布を呈することはF・

M法による上記の計算結果から明らかであろう。この点については、Birkeland²⁾、Zuk¹²⁾等も指摘しており、場合によってはこれに対する打継面のせん断補強の必要性を述べている。しかし、このせん断応力の分布と大きさに関しては今後の検討課題であることを述べている。この点については、このような有限要素法の適用も1つの有効な解析方法であろう。

3 章 クリープを考慮した拘束応力の解法

前章では弾性的な解法について述べたが、実際にはコンクリートのクリープ現象によって拘束応力は緩和されるものである。

したがって、拘束応力はコンクリートのクリープを考慮して求めるのが合理的である。また、この際コンクリートの弾性係数の時間的変化を併せて考えるのがよいであろう（プレキャスト部では一般にこの変化は少ないが、打継部では大きい）。

しかし、この両者を同時に考慮した場合に対して数学的厳密解をうることはきわめてむづかしいものである。

ここでは、両者を考慮した場合の計算式を直接に数値計算することによって拘束応力を求めた結果について述べる。

3) 9) 13) 本計算式は岡田の解法に弾性係数の時間的変化の影響も考慮したものである。

なお、実験値との比較については次の4章で述べることにする。

1 節 計 算 式

以下に、コンクリートの乾燥収縮ひずみとプレキャスト部のプレストレスならびにその部に作用する合成断面の全自重モーメントによるクリープひずみを同時に考えた解を示す。

なお、以下ではプレキャスト部の打設および打継ぎ実施から基準時間（拘束作用の開始）までの長さをそれぞれ t_2 、 t_1 とする。

いま、図-7-6 のように断面力として打継部の軸力と曲げモーメントを N_1 、 M_1 とし、プレキャスト部のものを N_2 、 M_2 としよう。これらの向きは図に示すものを正とする。

図-7-6 から、軸力と曲げモーメントのつりあい条件式として次式が成立する。

$$N_1(t) = N_2(t) = N(t) \quad (7-22)$$

$$M_1(t) + M_2(t) = N(t) \cdot h \quad (7-23)$$

また、軸方向ひずみと回転角ひずみに関してはそれぞれ次の式(7-24)と式(7-25)がえられる。

$$\begin{aligned} S(t) = S_p(t) + \frac{N_1(t)}{E_1(t_1+t)A_1} + \int_0^t \frac{N_1(t)}{E_1(t_1)A_1} \frac{d\varphi_1(t)}{dt} dt + \frac{N_2(t)}{E_2(t_2+t)A_2} \\ + \int_0^t \frac{N_2(t)}{E_2(t_2)A_2} \frac{d\varphi_2(t)}{dt} dt + h \left(\frac{M_1(t)}{E_1(t_1+t)I_1} + \int_0^t \frac{M_1(t)}{E_1(t_1)I_1} \frac{d\varphi_1(t)}{dt} dt \right) \end{aligned} \quad (7-24)$$

$$\begin{aligned} & \frac{M_1(t)}{E_1(t_1+t)I_1} + \int_0^t \frac{M_1(t)}{E_1(t_1)I_1} \frac{d\varphi_1(t)}{dt} dt \\ &= \frac{M_2(t)}{E_2(t_2+t)I_2} + \int_0^t \frac{M_2(t)}{E_2(t_2)I_2} \frac{d\varphi_2(t)}{dt} dt - \Delta S p(t) + \Delta S_D(t) \quad (7-25) \end{aligned}$$

上の2式では、断面力とコンクリートの弾性係数が時間的に変化することを考慮して、Whitney のクリープ法則が適用しうるとの仮定に立ったものである。

ただし、 $S(t)$ 、 $S p(t)$ 、 $\Delta S p(t)$ 、 $\Delta S_D(t)$ は以下のことを表わしている。

$S(t)$ は両部の乾燥収縮ひずみの差で、次式で与えられる。

$$S(t) = \{ S_1(t_1+t) - S_1(t_1) \} - \{ S_2(t_2+t) - S_2(t_2) \} \quad (7-26)$$

$S p(t)$ と $\Delta S p(t)$ は、プレキャスト部のプレストレスによる $t=0$ 以後のひずみ変化が打継部に拘束されることなく自由に起りうると考えた場合の $t=0 \sim t$ 間の軸方向ひずみと回転角ひずみを表わし、プレキャスト部コンクリートの弾性係数の時間的変化を考えた場合は次式となる。

$$\begin{aligned} \Delta S p(t) = & \left\{ \frac{P \cdot e}{I_2} \left(\frac{1}{E_2(t_2+t)} - \frac{1}{E_2(t_2)} \right) + \int_0^t \frac{P \cdot e}{E_2(t_2)I_2} \frac{d\varphi_2(t)}{dt} dt \right\} \\ & - \left\{ \frac{\Delta P \cdot e}{E_2(t_2+t)I_2} + \int_0^t \frac{\Delta P \cdot e}{E_2(t_2)I_2} \frac{d\varphi_2(t)}{dt} dt \right\} \quad (7-27) \end{aligned}$$

$$S p(t) = \Delta S p(t) \times \frac{I_2}{e A_2} \quad (7-28)$$

上の ΔP は $t=0$ 以後のプレストレス力の損失量であって、次式から求められるものである。

$$\Delta P = E_p A_p (S_2(t_2+t) - S_2(t_2) + S p(t) + \Delta S p(t) \cdot e) \quad (7-29)$$

ここに、 P は $t=0$ におけるプレストレス力、 e は PC 鋼材のプレキャスト部の図心軸からの偏心距離を示す。

一方、 ΔS_D は合成断面の全自重 q (単位長さ当り) を受けるプレキャスト部の $t=0$ 以後の回転角ひずみの自由変化量を示すもので、次式で与えられる。

$$\Delta S_D = \frac{m_D}{I_2} \left(\frac{1}{E_2(t_2+t)} - \frac{1}{E_2(t_2)} \right) + \int_0^t \frac{m_D}{E_2(t_2)I_2} \frac{d\varphi_2(t)}{dt} dt \quad (7-30)$$

なお、 q によるスパン l の単純はりのモーメント m_D はいうまでもなく、スパンの中央で $m_D = q l^2 / 8$ である。

以上の式(7-22)～(7-25)を連立方程式として解いて、 $N_1=N_2=N$ 、 M_1 および M_2 が求まると、拘束応力は前章の式(7-5)から計算できる。なお、この連立方程式の計算は適当な時間刻みを取り、ルンゲクッタギルの方法で数値計算すればよいであろう。

2節 計算例と検討

1 計 算 条 件

2章と3章で述べた計算式を用いて、以下の場合に対して拘束応力を求めてみた。

断面：矩形断面 ($b \times h = 10 \times 20 \text{ cm}$)

$$\begin{pmatrix} A_1 = b_1 \times h_1 = 10 \times 10 \text{ cm} \\ A_2 = b_2 \times h_2 = 10 \times 10 \text{ cm} \end{pmatrix} \quad \begin{pmatrix} A_1 = b_1 \times h_1 = 10 \times 5 \text{ cm} \\ A_2 = b_2 \times h_2 = 10 \times 15 \text{ cm} \end{pmatrix}$$

弾性係数：普通ポルトランドセメントの使用

$$\begin{pmatrix} E_1(t) = 3.5 \times 10^5 (1 - e^{-0.09t}) \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \\ E_2(t) = 3.5 \times 10^5 (1 - e^{-0.09t}) \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \end{pmatrix} \quad \begin{pmatrix} E_1(t) = 2.0 \times 10^5 (1 - e^{-0.09t}) \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \\ E_2(t) = 3.5 \times 10^5 (1 - e^{-0.09t}) \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \end{pmatrix}$$

なお、弾性係数を一定としたものとして、次の場合の計算も行なった。

$$\begin{pmatrix} E_1 c = 3.5 \times 10^5 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \\ E_2 c = 3.5 \times 10^5 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \end{pmatrix}$$

乾燥収縮ひずみ：

$$\begin{pmatrix} S_1(t) = 1.25 \times 0.75 \times 10^{-4} t / (10.5 + 0.25t) \\ S_2(t) = 1.25 \times 0.75 \times 10^{-4} t / (10.5 + 0.25t) \end{pmatrix}$$

クリープ係数：

$$\begin{pmatrix} \varphi_1(t) = a_1 t / (b_1 + c_1 t) & (\varphi_{1n} = \varphi_1(t)_{t \rightarrow \infty} = a_1 / c_1) \\ \varphi_2(t) = a_2 t / (b_2 + c_2 t) & (\varphi_{2n} = \varphi_2(t)_{t \rightarrow \infty} = a_2 / c_2) \end{pmatrix}$$

ここでは、 $b_1 = b_2 = 10.5$ 、 $c_1 = c_2 = 0.25$ として a_1 、 a_2 を次のように変化させた。

$$(a_1, a_2) = (0.5, 0.5); (\varphi_{1n}, \varphi_{2n}) = (2, 2)$$

$$(a_1, a_2) = (0.75, 0.5); (\varphi_{1n}, \varphi_{2n}) = (3, 2)$$

$$(a_1, a_2) = (1.0, 0.5); (\varphi_{1n}, \varphi_{2n}) = (4, 2)$$

プレキャスト部のプレストレス；

$$\begin{pmatrix} \text{一様プレストレス；} & 105 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \\ \text{偏心プレストレス；} & \begin{cases} 0 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \text{ (上縁)} \\ 105 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \text{ (下縁)} \end{cases} \end{pmatrix}$$

また、ここではプレキャスト部の材令 28 日で打継ぎを実施すること、すなわち $t_2 = 28$ ¹⁶⁾ 日とし、 $t_1 = 1$ 日とした。

以上に対する計算結果を図-7-7 に示す。なお、計算は電子計算機HIPAC103を用いて 0.25 日刻みで実施した。

2 結果の検討

以上の計算結果にもとづいて、次の 3 計算式による図-7-7-(1)、(2)の拘束応力を検討しよう。

- (A) 弾性計算式によるもの、ただし弾性係数は各対応する時間のものを用いる。
- (B) クリープを考慮するが、弾性係数の時間的変化を考えないもの。
- (C) クリープと弾性係数の時間的変化をともに考えたもの。

まず、3つのうちクリープ現象を考慮しない(A)は(B)または(C)に較べて相当に大きな拘束応力を与えることがわかる。

つぎに、(B)と(C)について考えてみよう。打継ぎ実施時のプレキャスト部の材令を 28 日とした本計算例のような場合には、プレキャスト部では弾性係数の時間的変化は少ない。したがって図のように打継部の応力に関しては弾性係数の時間的変化を考えた(C)が(B)に較べて相当に小さくなること、一方、プレキャスト部に関しては(C)と(B)間の応力差は打継部に較べて小さいことが示されている。

なお、各々の計算式による拘束応力を実験的に検討した結果は次章で示すことにする。

つぎに、供試体条件が拘束応力に及ぼす影響を図-7-7-(3)に示す計算結果((C)法による)にもとづいて考えてみよう。

- (1) 打継部はプレキャスト部に較べて若い材令から拘束力を受けるので、クリープ係数が大きくなると考えられる。計算結果によると、打継部のクリープ係数をプレキャスト部より大きくすると拘束応力が小さくなること、すなわち応力の緩和が大きくなることが認められる。
- (2) 断面の大きさに関しては、プレストレスの与え方(一様、偏心)に関係なく、プレキャスト断面が大きく、打継部断面が小さくなると拘束応力が小さくなると推察される。
- (3) 打継部コンクリートの弾性係数が小さいと、乾燥収縮ひずみ差のみ、あるいはプレストレスによるクリープひずみが存在する場合のいずれにおいても拘束応力が小さくなると考えられる。この一例は普通コンクリートに軽量コンクリートを打継いだ場合である。ただし、乾燥収縮ひずみならびにクリープ係数が両コンクリートで同一と仮定した場合のことである。

4 章 単純合成はりの拘束応力に関する試験

本章では合成断面に実際にどの程度の拘束応力が発生するかを検討した。そのために、単純合成はりに対して載荷試験を実施して、その曲げひびわれ耐力から拘束応力を推定し、2 章と 3 章に示した各計算式によるものと比較検討してみた。

1 節では普通コンクリート（普通ボルトランドセメントの使用）を打継いだ場合、2 節では膨張コンクリート（膨張剤を混入したセメントの使用）を打継いだ場合について述べることにする。

1 節 普通コンクリートを打継いだ場合¹⁷⁾

1 試験の概要

1) 供試体の種類

一例として、第 3 編・4 章で示した普通コンクリートのプレキャスト P C 部に軽量コンクリートを打継いだ P C 合成はりについて検討してみた。

供試体は第 3 編の表-3-13-(2)に示す配合の普通コンクリートで作製したプレキャスト P C 部に同表の配合の軽量コンクリートを打継いだものである。供試体は表-3-12のように、P C 部に一様なプレストレスを与えたものと偏心プレストレスのものがある。なお、比較のためにそれぞれのコンクリートの一体打ち P C はりの曲げひびわれ耐力も調べた。

コンクリートの打継ぎは、プレキャスト部の材令 2 週、4 週および 6 週の 3 種類で行なったものであって、試験はいつでも打継ぎ後 4 週で実施した。

ここで検討した供試体は第 3 編の表-3-12 に示す矩形断面のもので、各種類につき 2 本とした。

2) 試験の方法

1) はりの載荷試験

載荷試験は第 3 編・4 章の図-3-15 に示すように、スパン 120 cm の単純はりに対して 2 点載荷とした。曲げスパン内に発生する曲げひびわれをスパン中央位置で断面の下縁に貼付したペーパーゲージによるひずみの変化と目視とから確認した。

2) 乾燥収縮ひずみとクリープひずみの測定

はり供試体と同一のコンクリートで作製した供試体を、それと同一条件のもとに置いて（実験室内に放置して特別の養生を行なわなかった）、乾燥収縮ひずみとクリープひずみを測定した。

乾燥収縮ひずみは、合成はりと同じ断面の幅×高さ×長さ=10×20×136 cm の供試体

を用いて、コンクリートの打設後1日を基点にして測定した。

一方、クリープひずみは、乾燥収縮ひずみと同一寸法の供試体を用い、打設後2週間でシース孔にP C鋼棒を通してジャッキで緊張力を与え、以後のひずみ変化から対応する材令の乾燥収縮ひずみを差し引くことによって求めた。

なお、両ひずみともに検長25 cmのフーゲンベルガーひずみ計を用いて測定した。

このようにして求めた乾燥収縮ひずみ～時間、クリープ係数～時間関係の測定値ならびに両者ともに時間の双曲線関数で表わされると仮定して最小自乗法で求めた曲線式を図7-8に示す。

2 曲げひびわれ耐力の実験値と計算値

曲げひびわれ発生モーメントの実験値と計算値は表7-1に示すとおりである。

実験値は同表のように、ひずみ測定値と目視で良く一致するものも多かったが、差のある場合は一応両者によるものの平均値で表わして、計算値と比較した。

一方、曲げひびわれモーメントの計算値 M_{cr} は次式から求めたものである。

$$M_{cr} = (\sigma_b + \sigma_p + \sigma_d) \times W \quad (7-31)$$

ここに、

W ；新設コンクリートの弾性係数の相異を考えた換算断面の下縁に対する断面係数

σ_b ；プレキャスト部コンクリートの載荷試験時の曲げ強度

σ_p ；プレキャスト部下縁の載荷試験時の有効プレストレス

σ_d ；プレキャスト部下縁の載荷試験時の拘束応力 $=\sigma_{2H}$ （式(7-5)）；（圧縮(+)，引張(-)）

同表の計算値(I)～(IV)は次のとおりである。

- 計算値(I)；拘束応力を考えないもの($\sigma_d=0$)
- “ (II)；本編の2章の弾性計算式(S・M法)で拘束応力を求めたもの。
- “ (III)；クリープによる応力の緩和を考慮するが、弾性係数は一定(両部ともに載荷試験時の値を用いた)として拘束応力を求めたもの。
- “ (IV)；クリープならびに弾性係数の時間的变化を考慮して拘束応力を求めたもの。

ただし、計算値(III)と(IV)の拘束応力では、クリープ係数としては近似的に次のものを用いた。プレキャスト部のクリープ係数 ϕ_2 は、その材令4週、6週で打継いだものについては前記の測定値からそれぞれ2週間、4週間に進行するクリープ係数を差し引いたものを用いた。一方打継部については、ここでは材令2週に持続応力を与えた前記の測定値をそのまま用いた。しかし、実際にはこれよりやや大きくなるものと考えられる。

さらに、計算値(IV)ではコンクリートの弾性係数は前章の数値計算に用いたと同じく文献14)

の指数関数式によった。この場合は、はりの載荷試験時の実測弾性係数から同式で $t \rightarrow \infty$ の値を求めて打継部とプレキャスト部に対してそれぞれ以下のようにした。

$$\left. \begin{aligned} E_1 &= (E_1) t \rightarrow \infty \times (1 - e^{-0.09t}) \\ E_2 &= (E_2) t \rightarrow \infty \times (1 - e^{-0.09t}) \end{aligned} \right\} \quad (7-32)$$

なお、拘束応力の計算にあたっては、第1編・5章に述べた Branson & Ozell¹⁶⁾の結果を参考にして、拘束作用が打継ぎ完了後1日から始まると考えてこの時を基準時間 ($t = 0$) に選んだ。

3 考 察

表-7-1に示す曲げひびわれ発生モーメントの実験値と計算値について考えてみよう。

まず、一体はりではもちろん $\sigma_d = 0$ であるが、この場合には実験値の計算値に対する比の平均値は1.06で両者でかなり良く一致していると考えられる。

つぎに、合成はりについては以下のことがいえるであろう。

各計算値と実験値を較べるために、ここでは実験値の計算値に対する比の平均値をとって考えてみると、計算値(I); 0.89, 計算値(II); 1.12, 計算値(III); 0.99, 計算値(IV); 0.97となる。

このことから、合成はりの場合には拘束応力を考えない計算値(I)は不適当であり、また考えたとしても弾性計算式による計算値(II)では誤差の大きいことが明瞭に示されるであろう。したがって、拘束応力はクリープによる応力の緩和を考えるのが適当である。それを考慮した計算値(III)と計算値(IV)では、全平均をとって考えると弾性係数の時間的変化を無視した前者の方がむしろや実験値に近いようである。しかし、この場合にはクリープ係数と弾性係数の時間的変化に関して仮定を用いたが、その比は0.99, 0.97で両計算値にほとんど差がないと考えられ、いずれにしても計算値(I), (II)に較べて実験値と良く合致しているといえる。

本試験の結果(表-7-1)からも明らかなように、P C合成はりではプレキャスト部の下縁に同一のプレストレスを与えた場合、一様プレストレスの場合(Qシリーズ)に較べて偏心プレストレスの場合(Rシリーズ)は下縁における引張の拘束応力が大きくなり曲げひびわれ耐力を低下させるので設計上十分に留意しておくことが必要である。

2 節 膨張コンクリートを打継いだ場合¹⁸⁾

普通セメントを使用したコンクリート(以下に、これを普通コンクリートと呼ぶ)を打継いだ合成はりでは、両部コンクリートの乾燥収縮ひずみ差のみを考えればプレキャスト部の下縁に引

表-7-7-1 曲げびわかれ荷重の実験値と各計算値

供試体の種類	実験値 $M_{cr}(t \cdot cm)$ 上段：目視 下段：ひずみ	計 算 値 (I)		計 算 値 (II)		計 算 値 (III)		計 算 値 (IV)	
		M_{cr} ($t \cdot cm$)	M_{cr}/M_{cr}'	M_{cr}' ($t \cdot cm$)	M_{cr}/M_{cr}'	M_{cr}' ($t \cdot cm$)	M_{cr}/M_{cr}'	M_{cr}' ($t \cdot cm$)	M_{cr}/M_{cr}'
体	R-I-a(普通)	84.6 (87.6)	0.99	-	-	-	-	-	-
	R-I-a(軽量)	90.6 (87.6)	1.04	-	-	-	-	-	-
合成 (2週)	R-I-A-a	56.3 (56.3)	0.73	51.5	1.09	63.4	0.89	67.1	0.84
	R-I-B-a	53.1 (53.1)	0.69	51.8	1.03	63.6	0.83	67.1	0.79
	Q-I-A-a	68.8 (68.1)	0.93	73.2	0.94	73.0	0.94	74.6	0.93
	Q-I-B-a	75.0 (75.0)	1.01	72.4	1.04	72.2	1.04	75.2	1.00
体	R-I-b(普通)	93.8 (87.6)	1.00	-	-	-	-	-	-
	R-I-b(軽量)	100.9 (93.8)	1.14	-	-	-	-	-	-
合成 (4週)	R-I-A-b	68.8 (68.8)	0.94	51.0	1.35	61.8	1.11	64.5	1.07
	R-I-B-b	71.9 (68.8)	0.94	51.0	1.35	61.8	1.11	64.5	1.07
体	R-I-c(普通)	93.8 (87.8)	1.05	-	-	-	-	-	-
	R-I-c(軽量)	96.9 (92.2)	1.15	-	-	-	-	-	-
合成 (6週)	R-I-A-c	68.8 (65.7)	0.89	51.9	1.27	62.8	1.05	65.5	1.00
	R-I-B-c	68.8 (62.3)	0.84	52.3	1.20	63.1	0.99	65.7	0.95
	Q-I-A-c	75.0 (70.3)	0.99	72.3	0.97	72.6	0.97	68.2	1.03
	Q-I-B-c	68.8 (67.2)	0.95	72.3	0.93	72.6	0.93	68.6	0.98

米) 第3編の表-3-12を参照のこと

張応力が生ずることになり好ましくない。これに対して適当量の膨張剤を混入したコンクリート（以下に、膨張コンクリートと呼ぶ）を打継ぐと、上の場合とは逆に理論上はプレキャスト部の下縁に圧縮応力が生ずることになるので、有利ではないかと推測される。

合成はりで膨張コンクリートを打継いだ例は現在のところ報告されていないようであるが、膨張コンクリートの応用としては興味のある問題であろう。

ここでは、この点について検討した結果を述べる。

1 試験の概要

1) 供試体の種類

合成はりの断面は、図-7-9に示すように全断面 $b \times h = 10 \times 15 \text{ cm}$ の矩形断面で、普通コンクリートから成るプレキャスト部に膨張コンクリートを $1/3$ 、 $1/2$ 、 $2/3$ 打継いだものおよび比較のために同じ割合で普通コンクリートを打継いだものとした。ここでは、プレキャスト部はRC断面として、引張主鉄筋量は2-D10と2-D13の2種類とした。

以上の合成はりのはかに、引張主鉄筋量が2-D10の場合について普通コンクリートと膨張コンクリートの各一体はりを作製した。

供試体の種類は、表-7-2に示すとおりである。

表-7-2 はり供試体の種類

供試体の記号			打 継 部		プレキャスト部		引 張 主 鉄 筋
			高さ (cm)	コンクリートの種類	高さ (cm)	コンクリートの種類	
合 成 は り	10-5 シ リ ー ズ	10-5-A-10	10	A	5	A	2-D10
		10-5-B-10	"	B	"	"	"
		10-5-A-13	"	A	"	"	2-D13
		10-5-B-13	"	B	"	"	"
	7.5-7.5 シ リ ー ズ	7.5-7.5-A-10	7.5	A	7.5	A	2-D10
		7.5-7.5-B-10	"	B	"	"	"
		7.5-7.5-A-13	"	A	"	"	2-D13
		7.5-7.5-B-13	"	B	"	"	"
	5-10 シ リ ー ズ	5-10-A-10	5	A	10	A	2-D10
		5-10-B-10	"	B	"	"	"
		5-10-A-13	"	A	"	"	2-D13
		5-10-B-13	"	B	"	"	"
一 体 は り	15-0 シ リ ー ズ	15-0-A-10	—	—	15	A	2-D10
		15-0-B-10	—	—	"	B	"

2) 使用材料と示方配合

i) 使用材料

セメントおよび膨張剤；プレキャスト部と打継部のコンクリートはともに住友社の普通ポルトランドセメントを用いた。一方、膨張剤は電化社のデンカCSA #20を用いた。

骨材；使用した骨材は、細骨材として長良川産の川砂（比重2.59，FM2.95），粗骨材として木曽川産の川砂利（比重2.63，最大寸法10mm）である。

鉄筋；引張主鉄筋には川崎製鉄社の異形鉄筋D10とD13（SD30）を，シアークネクター（スターラップと兼用）には同社製の普通丸鋼φ6（SR30）を使用した。

ii) 示方配合

普通コンクリートと膨張コンクリートの示方配合を表-7-3に示す。なお、後者では内割でセメント重量の10%（単位CSA量42.5%）の膨張剤を混入した。また、ここでは表-7-3のように両コンクリートで各材料の単位量を同一とした。

表-7-3 コンクリートの示方配合

コンクリートの種類	粗骨材最大寸法 (mm)	スランプ (cm)	W (C+E) (%)	s/a (%)	単位量 (kg/m ³)					膨張剤 混入率 (%)
					水 W	セメント C+E (※1)	細骨材 S	粗骨材 G	混和剤 チュー ホール (※2)	
A：普通	15	7.5	40.0	40.0	170	425 + 0	723	1099	0.03% × (C+E)	0%
B：膨張	15	7.5	40.0	40.0	170	382.5 + 42.5	723	1099	0.03% × (C+E)	10%

(※1) C：普通ポルトランドセメント
E：膨張性混和剤

(※2) E/(C+E)（内割）

3) 供試体の作製

プレキャスト部は打設後1日で脱型し，直ちに実験室内の水槽（水温20～25℃）で2週間水中養生を行ない，所定のコンクリートを打継いだ。打継ぎにあたっては，ワイヤブラシで打継面のレイタンスを十分に取除いた。これらは打継ぎ後1日で脱型して，載荷試験の

日まで再び 水中養生を行なった。載荷試験はプレキャスト部の作製から5週間後に実施した。このように水中養生としたのは膨張コンクリートの安定した膨張特性を期するためである。

また、これらと同時に、圧縮強度(10φ20cmシリンダー)、曲げ強度(10×10×40cmの角柱供試体)、弾性係数(10×20cmシリンダー)の測定用供試体を作製した。

一方、両コンクリートについて、はりと同一の養生条件のもとで膨張ひずみとクリープひずみの測定を行なった。

膨張ひずみは、10cm×10cm×50cmの供試体を用いて、打設後1日を基点にして測定した。一方、クリープひずみは10cm×10cm×50cmの供試体を2連に直列に並べ、材令2週にPC鋼棒(φ10)で力を加えることによって測定した。これらのひずみは、検長20cmのホイットモアー型ひずみ計を用いて埋込みプラグ間の長さ変化を測定することによって測定した。

4) 載 荷 試 験

はりの載荷試験は図-7-10のようなスパン130cmの単純はりに対する2点載荷とし、曲げスパン内(40cm)で図示のように引張線にゲージ長67mmのペーパーゲージを5枚はりつけて、0.1t刻みの荷重階ごとにひずみを測定した。これは曲げひびわれの発生荷重を正確に求めるためである。

2 試験の結果

普通コンクリートと膨張コンクリートの膨張ひずみ～時間、クリープ係数～時間の実測値ならびにこれらの関係を双曲線式で仮定して最小自乗法を用いて求めた実験式を図-7-11に示す。図のように普通コンクリートも若干膨張しているが、これは膨張コンクリートと養生条件を同一とするために脱型後直ちに水中養生を行なったためであると考えられる。

曲げひびわれ荷重の実験値と計算値は表-7-4に示すとおりである。

曲げひびわれ荷重の実験値は、曲げスパンの引張線に貼付した5枚のペーパーゲージのうち1つが異常なひずみの増大を示した時の荷重として求めたもので、図-7-12にその一例を示す。

一方、計算値は前節に述べたと同様に(I)～(IV)の4ケースについて求めたものである。この場合の曲げひびわれモーメントは、RC断面であるから前節の式(7-31)で $\sigma_p=0$ とした。

なお、計算値(Ⅲ)と(Ⅳ)における拘束応力の計算にあたっては、クリープ係数はプレキャスト部と同様に打継部でも材令2週から持続応力を与えた時のものを用いた。また、両部のコンクリートの弾性係数の採り方は前節の2で述べたと全く同様で、計算値(Ⅲ)では載荷試験時の値

表-7-4 曲げひびわれ荷重の実験値と各計算値

供試体の種類		実験値 Per(t)	計 算 値 (I)		計 算 値 (II)		計 算 値 (III)		計 算 値 (IV)	
			Per'(t)	Per/Per'	Per'(t)	Per/Per'	Per'(t)	Per/Per'	Per'(t)	Per/Per'
10-5 シリ ーズ	10-5-A-10	0.90	0.77	1.17	0.89	1.01	0.87	1.03	0.86	1.04
	10-5-B-10	1.10	0.76	1.45	1.22	0.90	1.13	0.97	1.01	1.09
	10-5-A-13	0.70	0.84	0.83	0.96	0.73	0.95	0.74	0.93	0.75
	10-5-B-13	1.30	0.82	1.59	1.32	0.98	1.23	1.06	1.10	1.18
7.5-7.5 シリ ーズ	7.5-7.5-A-10	0.90	0.79	1.13	0.87	1.03	0.86	1.05	0.87	1.03
	7.5-7.5-B-10	1.10	0.79	1.39	1.13	0.97	1.08	1.02	1.09	1.01
	7.5-7.5-A-13	0.90	0.87	1.03	0.95	0.95	0.94	0.96	0.95	0.95
	7.5-7.5-B-13	1.10	0.86	1.28	1.24	0.89	1.18	0.93	1.19	0.92
5-10 シリ ーズ	5-10-A-10	0.80	0.75	1.07	0.75	1.07	0.75	1.07	0.77	1.04
	5-10-B-10	0.90	0.75	1.20	0.75	1.20	0.77	1.17	0.93	0.96
	5-10-A-13	0.90	0.81	1.11	0.81	1.11	0.81	1.11	0.83	1.08
	5-10-B-13	1.20	0.81	1.48	0.82	1.46	0.85	1.41	1.02	1.18
15-0 シリ ーズ	15-0-A-10	0.80	0.76	1.05	-	-	-	-	-	-
15-0 シリ ーズ	15-0-B-10	1.40	0.84	1.67	-	-	-	-	-	-

を、計算値Ⅲでは式(7-32)によった。

3. 考 察

表-7-4に示す曲げひびわれ荷重について検討してみよう。

まず、実験値について考えてみると、膨張コンクリートを打継いだ合成はり(供試体記号で“B”のあるもの)は普通コンクリートを打継いだもの(“A”のあるもの)に較べて、全体の平均で曲げひびわれ耐力が30%程度増大していることがわかる。また、合成はりでは全断面に占める膨張コンクリートの割合が多いと、曲げひびわれ耐力が大きくなる傾向が認められる。

つぎに、表-7-4に示す曲げひびわれ荷重の計算値と実験を比較すると、以下のことがいえる。

まず、拘束応力を無視して求めた計算値(Ⅰ)については、膨張コンクリートを打継いだ合成はりでは実験値が計算値に較べて相対に大きいことが認められる。これは、膨張コンクリートを打継いだ合成はりではプレキャスト部の下縁に計算上無視しえない大きさの拘束応力(圧縮応力)が生じていることを示すものである。

つぎに、クリープを考えないで弾性式によって拘束応力を求めた計算値(Ⅱ)では、実験値の計算値に対する比の全平均は1.03となっている。しかし、この場合はその比が1よりかなり大きいものと小さいものが含まれているので、実験値と良く一致しているとはいいがたい。

クリープを考えた計算値(Ⅲ)と(Ⅳ)については、上記の比の全平均は前者で1.04、後者で1.02となる。この場合、実験値に対する変動は全体的にみて計算値(Ⅳ)の場合の方が少ないようである。本試験の結果によると、クリープによる応力の緩和と弾性係数の時間的変化を考えた拘束応力の計算式は、後者を一定としたものより精度がやや良いと考えられる。

なお、プレキャスト部下縁の拘束応力 σ_d を計算式(Ⅳ)で求めると、全断面の1/2以上を膨張コンクリートとした場合には(10-5シリーズと7.5-7.5シリーズ)約15%、また1/3の場合には(5-10シリーズ)約10%のそれぞれ圧縮応力が生じていると推定された。合成はりとは、種々の利点を有するものであるが、従来打継部とプレキャスト部間の乾燥収縮ひずみ差によって生ずるプレキャスト部下縁の引張応力に関して注意を要することが指摘されてきた。しかし、以上の結果から判断すると、合成はりの打継部への膨張コンクリートの使用はその利用法の1つとして有効ではないかと考えられる。

ここで、本研究で対象としたものではないが膨張コンクリートで作製して大きな偏心位置に鉄筋を配置したものでは(15-0-B-10)、普通コンクリートのもの(15-0-A-10)に較べるとかなり大きな化学的プレストレスが導入されていることが認められる。

5 章 連続合成はりの 2 次的不静定モーメント

本編の 1 章・概説で述べたように打継部とプレキャスト部間での乾燥収縮ひずみならびにクリープひずみ差に原因して、連続合成はりでは新たに 2 次的不静定モーメントが発生する。

コンクリートのクリープならびに弾性係数の時間的変化を考えてこのモーメントを求めることは前記の単純合成はりの場合より一層複雑となる。この場合の近似解としては、弾性係数を一定とみなし、打継部とプレキャスト部のクリープ係数を等しいと仮定した Mattock の解がある。⁷⁾

本章では弾性係数の時間的変化と両部のクリープ係数の相異を考えた計算式を示し、Mattock の解法ならびに試験値と比較検討した結果について述べる。さらに、2,3 の数値計算の結果を示す。

1 節 2 次的不静定モーメントの計算式

1. Mattock の計算式^{7) 19)}

コンクリートのクリープ現象を“ The Rate of Creep Method ”と“ The Effective Modulus Method ”の 2 つの方法で取扱った解法が示されている。

計算式の誘導の詳細は文献⁷⁾に記述されているので、ここではその結果のみを示すことにする。

1) The Rate of Creep Method

両部で等しいと仮定されたクリープ係数を φ とすると、この場合の 2 次的不静定モーメント M_E の一般解は次式で与えられる。

$$M_E = (Y_p - Y_{DL}) (1 - e^{-\varphi}) - Y_s \left(\frac{1 - e^{-\varphi}}{\varphi} \right) \quad (7-33)$$

ここに、

Y_p : プレキャスト部に与えたプレストレスによるクリープひずみに原因する中間支点上の 2 次的不静定モーメント

Y_{DL} : 自重によるクリープひずみに原因する中間支点上の 2 次的不静定モーメント

Y_s : 打継部とプレキャスト部の乾燥収縮ひずみ差に原因する 2 次的不静定モーメント

なお、次節に示す試験桁のように左右スパンの等しい 2 スパン連続合成はりで、スパンの全長に渡って P C 鋼材の偏心距離が一定の場合には、上式は次のようになる。

$$M_E = \left(\frac{3}{2} M_p - M_D \right) (1 - e^{-\varphi}) - \frac{3}{2} M_s \left(\frac{1 - e^{-\varphi}}{\varphi} \right) \quad (7-34)$$

ここに、

M_p : 合成断面に作用すると考えた場合のプレストレストモーメント ($=P \cdot e_c$, P : プレストレス力, e_c : P C 鋼材と合成断面の図心間の距離)

M_D : 自重モーメント (スパンの中央位置におけるもの)

M_s : 乾燥収縮ひずみ差によるモーメントで, 次式で与えられるもの,

$$M_s = S \cdot E_1 \cdot A_1 \left(h_c + \frac{h_1}{2} \right) \quad (7-35)$$

S : 両部の乾燥収縮ひずみ差

E_1 : 打継部の弾性係数

A_1 : 打継部の断面積

h_c : 合成断面の図心とプレキャスト部上縁間の距離

h_1 : 打継部の高さ (フランジ厚)

2) The Effective Modulus Method

この方法でクリープを取扱う場合は, 上の式 (7-33), (7-34) の φ の項が次式のように変わるだけで, 他は同一である。

式 (7-33) は,

$$M_R = (Y_p - Y_{DL}) \left(\frac{\varphi}{1+\varphi} \right) - Y_s \left(\frac{1}{1+\varphi} \right) \quad (7-33')$$

式 (7-34) は,

$$M_R = \left(\frac{3}{2} M_p - M_D \right) \left(\frac{\varphi}{1+\varphi} \right) - \frac{3}{2} M_s \left(\frac{1}{1+\varphi} \right) \quad (7-34')$$

²⁰⁾

2. 著者の計算式

ここで示す計算式は単純合成はりに対する本編・3章・1節で述べたものを, 連続合成はりの2次の不静定モーメントの計算に拡張したものである。

なお, ここでは2スパンの連続合成はりに限って述べるが, 同様の方法で3スパン以上のものも求めることができる。

以下では式の記述は省略したが, 右スパンに対しては添字“ l ”を“ r ”に変えればよい。

本文中に説明しない記号は一括して本文の末尾に示すことにする。

以下に各々の場合に対する計算式を述べるが, 時間に関してはプレキャスト部の打設と打継ぎ実施から基準時間 ($t=0$) までの長さをそれぞれ t_2 , t_1 とする。

1) 乾燥収縮ひずみによるもの (図-7-13-(1))

いま, 静定基本系として, 同図のように中間支点部で切断した単純合成はりを考えよう。

打継部とプレキャスト部の乾燥収縮ひずみ差によって生ずる単純合成はりの断面力として

打継部とプレキャスト部の曲げモーメントを M_{1ls} , M_{2ls} , さらに両部の図心軸に作用す

る大きさの等しい軸力を $N\ell s$ としよう。これらによる両部の $t = 0 \sim t$ 間の総回転角ひずみ α と総軸方向ひずみ β はそれぞれ次式 (7-36), (7-37) で表わしう。なお, 次式は弾性係数と作用力が共に時間的に変化することを考えた上で, Whitney のクリープ法則を用いたものである。

$$\left. \begin{aligned} \alpha_1 \ell s &= \frac{M_1 \ell s(t)}{E_1(t_1+t) I_1} + \int_0^t \frac{M_1 \ell s(t)}{E_1(t_1) I_1} \frac{d\varphi_1(t)}{dt} dt \\ \alpha_2 \ell s &= \frac{M_2 \ell s(t)}{E_2(t_2+t) I_2} + \int_0^t \frac{M_2 \ell s(t)}{E_2(t_2) I_2} \frac{d\varphi_2(t)}{dt} dt \end{aligned} \right\} \quad (7-36)$$

$$\left. \begin{aligned} \beta_1 \ell s &= \frac{N \ell s(t)}{E_1(t_1+t) A_1} + \int_0^t \frac{N \ell s(t)}{E_1(t_1) A_1} \frac{d\varphi_1(t)}{dt} dt \\ \beta_2 \ell s &= \frac{N \ell s(t)}{E_2(t_2+t) A_2} + \int_0^t \frac{N \ell s(t)}{E_2(t_2) A_2} \frac{d\varphi_2(t)}{dt} dt \end{aligned} \right\} \quad (7-37)$$

ただし, $\varphi_1(t)$ と $\varphi_2(t)$ は打継部とプレキャスト部のクリープ係数で, 基準時間 $t = 0$ におけるそれぞれの材令から応力を受けた時のクリープ係数を示す。

この場合, 断面力およびひずみのつり合い条件として次式を満足する必要がある。

$$\left. \begin{aligned} M_1 \ell s(t) + M_2 \ell s(t) &= N \ell s(t) \cdot h \\ \alpha_1 \ell s &= \alpha_2 \ell s \\ S(t) &= (S_1(t_1+t) - S_1(t_1)) - (S_2(t_2+t) - S_2(t_2)) \\ &= \beta_1 \ell s + \beta_2 \ell s + \alpha_1 \ell s \cdot h \end{aligned} \right\} \quad (7-38)$$

$S(t)$: 打継部とプレキャスト部の乾燥収縮ひずみの差

また, $M_1 \ell s$ あるいは $M_2 \ell s$ による中間支点位置のたわみ角 $\theta \ell s$ は次のようになる。

$$\theta \ell s = \frac{\ell \ell}{2} \alpha_1 \ell s = \frac{\ell \ell}{2} \alpha_2 \ell s \quad (7-39)$$

つぎに, 中間支点に生ずる 2 次的不静定モーメントを M_{RS} としよう。 M_{RS} のうち, 打継部とプレキャスト部に分担される曲げモーメントを $M_1 \ell s'$, $M_2 \ell s'$, さらに両部の等しい軸力を $N \ell s'$ とすると, これらによる $t = 0 \sim t$ 間の両部の総回転角ひずみ α' と総軸方向ひずみ β' はそれぞれ次式となる。

$$\left. \begin{aligned} \alpha_1 \ell s' &= \frac{M_1 \ell s'(t)}{E_1(t_1+t) I_1} + \int_0^t \frac{M_1 \ell s'(t)}{E_1(t_1) I_1} \frac{d\varphi_1(t)}{dt} dt \\ \alpha_2 \ell s' &= \frac{M_2 \ell s'(t)}{E_2(t_2+t) I_2} + \int_0^t \frac{M_2 \ell s'(t)}{E_2(t_2) I_2} \frac{d\varphi_2(t)}{dt} dt \end{aligned} \right\} \quad (7-40)$$

$$\left. \begin{aligned} \alpha_2 \ell' s &= \frac{M_2 \ell' s(t)}{E_2(t_2+t) I_2} + \int_0^t \frac{M_2 \ell' s(t)}{E_2(t_2) I_2} \frac{d\varphi_2(t)}{dt} dt \\ \beta_1 \ell' s &= \frac{N \ell' s(t)}{E_1(t_1+t) A_1} + \int_0^t \frac{N \ell' s(t)}{E_1(t_1) A_1} \frac{d\varphi_1(t)}{dt} dt \\ \beta_2 \ell' s &= \frac{N \ell' s(t)}{E_2(t_2+t) A_2} + \int_0^t \frac{N \ell' s(t)}{E_2(t_2) A_2} \frac{d\varphi_2(t)}{dt} dt \end{aligned} \right\} \quad (7-41)$$

ただし，上の2式はいつでも中間支点位置におけるひずみを表わしている。端支点では M_{RS} が0となるから，上の各々のひずみも0となり，その間では直線的に変化する。

不静定モーメントに対する断面力およびひずみのつり合い条件式として，図-7-13-(1)を参考にして次式をうる。

$$\left. \begin{aligned} M_{RS}(t) &= M_1 \ell' s(t) + M_2 \ell' s(t) + N \ell' s(t) \cdot h \\ \alpha_1 \ell' s &= \alpha_2 \ell' s \\ \beta_1 \ell' s + \beta_2 \ell' s &= \alpha_1 \ell' s \cdot h \end{aligned} \right\} \quad (7-42)$$

また， M_{RS} による中間支点位置におけるたわみ角 $\theta \ell' s$ は次式のようになる。

$$\theta \ell' s = \frac{\ell}{3} \cdot \alpha_1 \ell' s = \frac{\ell}{3} \cdot \alpha_2 \ell' s \quad (7-43)$$

中間支点で式(7-39)と(7-43)による左スパンのたわみ角は右スパンのもの(θ_{rs} ， θ_{rs}')と連続しなければならないから，次式を満足する必要がある。

$$\theta \ell' s - \theta \ell' s' = -\theta_{rs} + \theta_{rs}' \quad (7-44)$$

連立方程式(7-38)，(7-42)，(7-44)を解くことによって，乾燥収縮ひずみ差によって生ずる中間支点部の2次の不静定モーメント M_{RS} が求まる。

2) プレキャスト部のプレストレスによるクリープひずみに起因するもの(図-7-13-(2))

以下では，1)の諸式で添字“S”を“P”に変えたものとする。

この場合は前記の式(7-38)に対応するものとして次式をうる。

$$\left. \begin{aligned} M_1 \ell p(t) - M_2 \ell p(t) &= N \ell p(t) \cdot h \\ \alpha_1 \ell p &= \Delta \alpha \ell p - \alpha_2 \ell p \\ \Delta \beta \ell p &= \beta_1 \ell p + \beta_2 \ell p + \alpha_1 \ell p \cdot h \end{aligned} \right\} \quad (7-38)'$$

上式の $\Delta \alpha \ell p$ と $\Delta \beta \ell p$ はプレキャスト部のプレストレス力 $P \ell$ による打継ぎ以後のひずみの変化が，打継部に拘束されることなく自由に起りうると考えた場合の $t = 0 \sim t$ 間の

回転角ひずみと軸方向ひずみを示し、プレキャスト部コンクリートの弾性係数の時間的変化も考えた場合は次のようになる。

$$\begin{aligned} \Delta \alpha_{\ell p} = & \left\{ \frac{P_{\ell} \cdot e}{I_2} \left(\frac{1}{E_2(t_2+t)} - \frac{1}{E_2(t_2)} \right) + \int_0^t \frac{P_{\ell} \cdot e}{E_2(t_2) I_2} \frac{d\varphi_2(t)}{dt} dt \right\} \\ & - \left\{ \frac{\Delta P_{\ell} \cdot e}{E_2(t_2+t) I_2} + \int_0^t \frac{\Delta P_{\ell} \cdot e}{E_2(t_2) I_2} \frac{d\varphi_2(t)}{dt} dt \right\} \end{aligned} \quad (7-45)$$

$$\Delta \beta_{\ell p} = \Delta \alpha_{\ell p} \cdot \frac{I_2}{e} \cdot \frac{1}{A_2} \quad (7-46)$$

ただし、 ΔP_{ℓ} はプレストレス力の損失量で次式で与えられる。

$$\Delta P_{\ell} = E_p A_p (\Delta \alpha_{\ell p} \cdot e + \Delta \beta_{\ell p} + S_2(t_2+t) - S_2(t_2)) \quad (7-47)$$

また、式(7-39)に対応する場合のたわみ角 $\theta_{\ell p}$ は次のようになる。

$$\theta_{\ell p} = \frac{\ell}{2} \cdot \alpha_{1\ell p} = \frac{\ell}{2} (\Delta \alpha_{\ell p} - \alpha_{2\ell p}) \quad (7-39)'$$

上式では PC 鋼材の偏心 e (プレキャスト部の図心からのもの) はスパンを通じて一定としたが、そうでない時も偏心距離の変化に応じて求めることができる。

つぎに、この場合の不静定モーメント $M_{\ell p}$ およびそれによる中間支点位置のたわみ角 $\theta_{\ell p}'$ に関しても、1) の場合の式(7-42)、(7-43)と同様に次の(7-42)'、(7-43)'が成立する。

$$\left. \begin{aligned} M_{\ell p}(t) &= M_1 \ell p'(t) + M_2 \ell p'(t) + N_{\ell p}(t) \cdot h \\ \alpha_{1\ell p}' &= \alpha_{2\ell p}' \\ \beta_{1\ell p}' + \beta_{2\ell p}' &= \alpha_{1\ell p}' \cdot h \end{aligned} \right\} \quad (7-42)'$$

$$\theta_{\ell p}' = \frac{\ell}{3} \cdot \alpha_{1\ell p}' = \frac{\ell}{3} \cdot \alpha_{2\ell p}' \quad (7-43)'$$

また、1) の式(7-44)に対応する左右スパンのたわみ角の連続条件は次式となる。

$$\theta_{\ell p} - \theta_{\ell p}' = -\theta_{rp} + \theta_{rp}' \quad (7-44)'$$

連立方程式(7-38)'、(7-42)'、(7-44)'を解くことによって、プレキャスト部のプレストレスによる不静定モーメント $M_{\ell p}$ が求められる。

3) プレキャスト部が受持つ合成断面の全自重によるクリープひずみに起因するもの

(図-7-13-(3))

この場合も、上記の 1) または 2) の諸式に対応する以下の式(" を付して表わす)がえ

られる。ただし、添字“D”を有する各記号の意味は 1) の場合の“S”を置き換えたものと考えればよい。

$$\left. \begin{aligned} M_1 \ell_D(t) - M_2 \ell_D(t) &= -N \ell_D(t) \cdot h \\ \alpha_1 \ell_D &= \Delta \alpha \ell_D - \alpha_2 \ell_D \\ \beta_1 \ell_D + \beta_2 \ell_D &= \alpha_1 \ell_D \cdot h \end{aligned} \right\} \quad (7-38)''$$

$$\theta_{\ell_D} = \frac{\ell \ell}{3} \cdot \alpha_1 \ell_D = \frac{\ell \ell}{3} (\Delta \alpha \ell_D - \alpha_2 \ell_D) \quad (7-39)''$$

$$\left. \begin{aligned} M_{RD}(t) &= M_1 \ell_D'(t) + M_2 \ell_D'(t) + N \ell_D'(t) \cdot h \\ \alpha_1 \ell_D' &= \alpha_2 \ell_D' \\ \beta_1 \ell_D' + \beta_2 \ell_D' &= \alpha_1 \ell_D' \cdot h \end{aligned} \right\} \quad (7-42)''$$

$$\theta_{\ell_D'} = \frac{\ell \ell}{3} \cdot \alpha_1 \ell_D' = \frac{\ell \ell}{3} \cdot \alpha_2 \ell_D' \quad (7-43)''$$

$$\theta_{\ell_D} - \theta_{\ell_D'} = -\theta_{r_D} + \theta_{r_D'} \quad (7-44)''$$

式(7-38)の $\Delta \alpha \ell_D$ は合成断面の自重 q (単位長さ当り)を受けるプレキャスト部の $t = 0$ 以後の回転角ひずみの自由変化量を示すもので、プレキャスト部の弾性係数の変化も考えた時は次のようになる。

$$\Delta \alpha \ell_D = \frac{m \ell_D}{I_2} \left(\frac{1}{E_2(t_2+t)} - \frac{1}{E_2(t_2)} \right) + \int_0^t \frac{m \ell_D}{E_2(t_2) I_2} \frac{d\varphi_2(t)}{dt} dt \quad (7-48)$$

自重による単純桁のモーメント $m \ell_D$ は2次放物線となるが、この場合はその最大値($= \frac{q \ell \cdot \ell^2}{8}$)を用いればよい。2次放物線であることは式(7-39)のたわみ角の計算式中に考慮されている。

連立方程式(7-38)''、(7-42)''、(7-44)''から、自重によるクリープひずみに起因する2次の不静定モーメント M_{RD} が計算できる。

なお、1) 2) 3) の影響を同時に考える時は、 $M_R = M_{Rs} + M_{Rp} + M_{RD}$ (符号を考慮して)とすればよい。

2節 計 算 結 果

1. 試験値との比較

試験結果として報告されているものはきわめて少ない。その1つとしてMattockによって

報告されている以下の桁について検討してみよう。

1) 試験桁の概略

試験桁はスパンの等しい2スパン連続合成桁で、プレキャスト桁（I型セメント：早強）の打設から6日と28日経過後にそれぞれプレストレスの導入、フランジ部（■型セメント：普通）の打継ぎが実施され、打継ぎ後6日経過後に脱型と同時にロードセルで中間支点反力の測定が開始された。したがって、反力の測定開始時を基準（ $t=0$ ）とし、 $t_1=6$ 日、 $t_2=34$ 日として計算を行なった。

プレキャスト桁、フランジ部はともに打設後3日間は21℃で湿潤養生が行なわれ、以後は21℃、湿度50%の状態に置かれた。

試験桁の断面等を図-7-14に、試験桁と同一条件のコンクリートで測定された乾燥収縮ひずみ、クリープ係数、弾性係数～時間曲線と著者がそれにできるだけ一致するように求めた関数式を図-7-15に示す。

なお、Mattock の計算では打継部の弾性係数（ E_1 ）としてその材令28日のもの⁷⁾が使用されている関係で文献にはその値しか記述されていない。そこで打継部についてはその値に基づいて文献14)を参考にして図-7-15-(3)に示すような弾性係数～時間曲線（ $E_1 \sim t$ ）を仮定することにした。

一方、クリープ係数については、プレキャスト桁では材令7日から持続応力を受けた時の実験曲線（ φ_2 ）₇ = $2.22t / (77.5+t)$ が与えられているので、基準時間 $t=0$ （プレキャスト桁の材令34日）から持続応力を受けた時のクリープ曲線（ φ_2 ）₃₄ ～ t は Whitney の法則を用いて次のようにした。（図-7-15-(2)）。

$$(\varphi_2)_{34} = \frac{2.22(t+27)}{77.5+(t+27)} - \frac{2.22 \times 27}{77.5+27} = \frac{1.65t}{105+t}$$

打継部については実験曲線が記されていないが、その材令28日から持続応力を受けた時の終局クリープ係数（ $t \rightarrow \infty$ ）を28日圧縮強度から推定しうる図表が同文献にあり、その値は（ φ_1 ）₂₈（ $t \rightarrow \infty$ ）÷2である。 $\varphi_1 \sim t$ 曲線は不明であるが、ここでは Mattock の解法（両部でクリープ係数を等しいと仮定してプレキャスト部の測定値を計算に用いている）と比較する目的で、プレキャスト部のものと相似な曲線を有するものと仮定して次の2つの場合に対して計算を行なった。

$$\begin{cases} \varphi_1(t \rightarrow \infty) = (\varphi_2)_{34}(t \rightarrow \infty) \\ \varphi_1(t \rightarrow \infty) = 2 \times (\varphi_2)_{34}(t \rightarrow \infty) \div 1.5 \times (\varphi_1)_{28}(t \rightarrow \infty) \end{cases}$$

前者は両部のクリープ係数を等しくおき、弾性係数を一定としたMattockの解と比較する目的のものである。一方、後者は打継部が実際には若材合（ここでは打設から6日経過後）から拘束力を受けることを考慮に入れ、従来の種々の試験報告から同一コンクリートが材令28日から持続応力を受けた時の終局クリープ係数を約1.5倍に割増した場合に対応する。

試験桁は2種類、Girder $3/4$ と Girder $1/2$ であり、両桁はコンクリートの配合、養生など試験条件は同一であるが、前者は図-7-14-(1)のように中間支点部の鉛直打継面には左右のプレキャスト桁の端部に埋め込まれた接合用鉄筋が配置され、後者はそれがない。

試験桁の支点反力測定開始時のプレストレス力は $P = 14000 \text{ lb} (e = 5.2 \text{ in})$ 、スパン中央の最大の自重モーメントは $m_D = 83000 \text{ lb} \cdot \text{in}$ であって、これらは左右スパンで等しい。

2) 結果と考察

Mattockの計算値（前記の式(7-34)と(7-34')による解）と著者のそれを図-7-16に示す。

結果はモーメントの代りに中間支点反力で示す。ただし、中間支点反力の正と負はそれぞれプレキャスト桁の下縁に圧縮、引張応力を起すものである。なお、上述のGirder $1/2$ は $t = 337$ 日で中間支点部に存在する鉛直打継面の下縁からひびわれが発生したと報告されている。

著者の示した計算式の数値計算は電子計算機により0.25日刻みで実施したものである。

ここで、図-7-16に示す計算値と実験値について考えてみよう。

図に示すように、弾性係数を一定とし、プレキャスト部と打継部のクリープ係数を同一と仮定したMattockの両計算値（Rate of Creep Method, Effective Modulus Method）は $t > 200$ 日の負の支点反力（正の2次的不静定モーメント）は実験値と良く一致している。しかし、それ以前に生ずる正の支点反力（負の2次的不静定モーメント）の最大値は実験値の約2倍となっている。後者の相異は式の誘導の簡略上、両部のクリープ係数を同一と仮定したことが主原因であって、実際には早期の材令から拘束力を受ける打継部はプレキャスト部よりクリープが大きく、これによって定性的には理由づけられるものであろうと指摘されている⁷⁾。しかし、これだけの説明では、上記の点を十分に理由づけることはできないであろう。

一方、一層現実の状態に近いと考えられるが、弾性係数の時間的変化を考慮し（とくに打継部では著しい）、打継部のクリープ係数をプレキャスト部より大きくした（ここではプレキャスト部の材令34日載荷の場合の2倍で、打継部自身の材令28日載荷の場合の1.5倍）時の著者の計算値は、十分とはいえないが正および負の支点反力ともに実験値に近いようで

ある。実験値との一致が必ずしも十分でないのは、文献には詳細な資料のない打継部コンクリートの弾性係数～時間曲線ならびにクリープ係数～時間曲線に仮定を設けたことに原因しているのではないかと考えられる。

連続合成はりにおける乾燥収縮とクリープによる２次的不静定モーメントについては、試験結果との比較を十分に行ないえなかった。しかし、ここで提案した計算法は上の結果から考えてかなり妥当な解を与えるものといえるであろう。

2. ２次的不静定モーメントに及ぼす各種因子の影響

ここでは、数値計算の結果にもとづいて連続合成はりの２次的不静定モーメントに及ぼす各因子の影響を考えてみた。

図-7-17に示す諸条件の連続合成はりに対して、著者の計算法から２次的不静定モーメントを求めた結果を図-7-18に示す。同図から以下のことが明らかである。

- 1) 打継ぎ時期：打継ぎ時期が遅いほど乾燥収縮ひずみ差の影響が大きくなり、プレキャスト部に導入されたプレストレスのクリープひずみによる正の２次的不静定モーメント（中間支点部の鉛直打継面に引張応力を与えるもの）が減少する。
- 2) 弾性係数：他の諸条件が同一の場合、打継部コンクリートの弾性係数が小さいと２次的不静定モーメントが小さくなる。この一例は普通コンクリートのプレキャスト部に軽量コンクリートを打継いだ連続合成はりのような場合である。
- 3) プレストレスの分布：プレキャスト部下縁のプレストレスの大きさが同一の場合、偏心プレストレスの場合は一様プレストレスより正の２次的不静定モーメントが大きくなる。
- 4) 断面：合成断面の断面積が同じ場合、打継部断面が大きいと乾燥収縮ひずみ差による負の２次的不静定モーメントが大きくなる。また、プレストレスまたは自重を考えた場合の正のモーメントも大きくなる。

6 章 結 論

ここではプレキャスト部と打継部の乾燥収縮ひずみ差ならびにクリープひずみに起因する単純合成はりの拘束応力と反り変形、さらに連続合成はりの2次の不静定モーメントについて考察した。

本研究からえられた結果は以下のように要約される。

- 1) 有限要素法で求めた単純合成はりの下縁の垂直方向変位（反りたわみ）、スパンの両端に近い領域を除いたスパン方向の拘束応力と回転角ひずみは、断面力のつりあいとひずみの適合条件³⁾を用いて平面保持の仮定から求められた従来の提案式と良く一致することが示された。

また、スパンの中央部で測定した試験結果によると、上記のひずみの平面保持則の仮定が妥当なものであるとみなしたが、有限要素法によっても理論的に実証された。

一方、有限要素法によると、打継面には、スパンの両端附近で大きく中央部にいくにつれて減少するせん断応力の存在が認められた。従来指摘されながら明らかでなかったこの応力の計算には有限要素法の適用も1つの有効な解析法であろう。

- 2) 各計算式で求めた拘束応力の大きさを、曲げひびわれ耐力にもとづいて実験的に検討するために、普通コンクリート（普通セメントを用いたもの）ならびに膨張コンクリート（膨張セメントを用いたもの）を打継いだ合成はりの載荷試験を実施した。その結果、実験値はクリープを考慮して求めた計算値と良く一致すること、さらにこの場合、弾性係数の時間的変化を考える方が一層精度の良い結果を与えると考えられた。

また、膨張コンクリートを打継いだ合成はりではプレキャスト部の下縁に圧縮応力の発生することが実験的・理論的にも示された。したがって、曲げひびわれ耐力の面からみれば合成はりに対する膨張コンクリートの使用は効果的であると考えられ、その適切な利用はさらに今後の研究対象として興味ある問題である。

- 3) 乾燥収縮ひずみならびにプレストレス、自重によるクリープひずみに起因する連続合成はりの2次の不静定モーメントについて検討した結果、プレキャスト部と打継部のクリープ係数を同一と仮定し、コンクリートの弾性係数は変化しないと考え近似化した計算法は打継後200日以上経過後の正の2次の不静定モーメントは良く合致するが、それ以前に生ずる負のモーメントは実験値とかなり相違したと報告されている。これに対して、弾性係数の時間的変化を考えに入れ、実情に合うように打継部のクリープ係数をプレキャスト部より大きくして求めた著者の計算値は正、負のモーメントともに、実験値とかなり良く一致するのである。

なお、2次の不静定モーメントの正、負はそれぞれプレキャスト桁の下縁に引張応力、圧縮応力を生ずるものである。

- 4) 以上のほかに、単純合成はりの拘束応力と連続合成はりの2次の不静定モーメントを著者の

計算式にもとづく数値計算の結果から検討したところ、次のことが明らかとなった。(イ)打継部コンクリートの弾性係数が小さいと(軽量コンクリートを打継いだような場合)拘束応力および2次の不静定モーメントはともに小さくなること、(ロ)下縁のプレストレスが同一の時、偏心プレストレスの場合は一様プレストレスに較べてプレキャスト部下縁の引張の拘束応力ならびに正の2次の不静定モーメントが大きくなること、(ハ)打継ぎ時期が遅くなると単純合成はりではプレキャスト部下縁の引張の拘束応力が大きくなるので好ましくないが、連続合成はりでは正の2次の不静定が小さくなり鉛直打継面のひびわれの点からは有利であること、などが示された。

(付) 記号の説明

本文に説明しなかった記号はそれぞれ以下のとおりである。ただし、添字“1”、“2”はそれぞれ打継部、プレキャスト部の断面に対応するものを示す。

A_1, A_2 : 各部の断面積

I_1, I_2 : 各部のそれぞれの図心軸に関する断面2次モーメント

h : 打継部とプレキャスト部の図心軸間の距離

ℓ : スパン(2スパン連続合成はりでは左スパン ℓ_L , 右スパン ℓ_R)

S_1, S_2 : 各部のコンクリートの乾燥収縮ひずみ

φ_1, φ_2 : " クリープ係数

E_1, E_2 : " 弾性係数

E_p : P C 鋼材の弾性係数

A_p : " 断面積

〔 第7編 文 献 〕

- 1) E. Mörsch : Der Spanbeton Träger Stuttgart, 1943
- 2) H. W. Birkeland : "Differential Shrinkage in Composite Beams"
Journal of the ACI, May 1960
- 3) 岡田 : "プレストレストコンクリート部材の合成", セメント技術年報, IX, 1955
岡田, 神山 : "プレストレストコンクリートの設計" 国民科学社
- 4) H. Walter : "Der Einfluss des Schwindens und Kriechens bei
Verbundträgern" Beton und Stahlbetonbau, V47, №5
- 5) R. H. Evans, A. S. Parker : "Behavior of Prestressed Concrete
Composite Beams", Journal of the ACI, May 1955
- 6) D. E. Branson, A. M. Ozell : "Differential Shrinkage in Composite
Beams" Journal of the ACI, Dec. 1960
- 7) A. H. Mattock : "Precast-Prestressed Concrete Bridges, 5. Creep and
Shrinkage Studies", Journal of the PCA Research and Development
Laboratories, May 1961
- 8) O. C. Zienkiwicz : "The Finite Element Method in structural and
Continuum Mechanics" McGraw-Hill, 1967
- 9) 大浜, 小林 : "コンクリート合成はりの収縮差応力の算定についての2.3の考察", セメント
技術年報, XXIV, 1970
- 10) 例えば, R. H. Evans, H.W.Chung : "Shrinkage and Deflection of Composite
Prestressed Concrete Beams" Concrete, May 1967
- 11) 川本 : "マツシバな構造物の収縮応力に関する光弾性学的基础研究", 土木学会論文集, №61, 1959.3
- 12) W. Zuk : "Thermal and Shrinkage Stress in Composite Beams", Journal
of the ACI, Sep. 1961
- 13) 大浜, 小林 : "プレキャストコンクリート合成はりの力学的性質に関する研究" コンクリートジ
ャーナル, Vol.8, №8, 1970. 8
- 14) Arutyunyan : "Some problems in the Theory of Creep" Pergamon Press
Ltd.
- 15) 日本建築学会 : "プレストレストコンクリート設計施工規準"
- 16) D. E. Branson, A. M. Ozell : "A Report on Differential Shrinkage in
Composite Prestressed Concrete Beams", PCI Journal, Vol.4, №3, Dec.
1959

- 17) 小林：“軽量コンクリートを打継いだPC合成はりの拘束応力について”土木学会中部支部研究発表会講演概要集， 1973. 2
- 18) 大浜，小林：“膨張コンクリートを打継いだコンクリート合成はりに関する研究”セメントコンクリート，№312，1973. 2
- 19) C. L. Freyermuth：“Design of Continuous Highway Bridges with Precast Prestressed Concrete Girders”，PCI Journal，April 1969
- 20) 大浜，小林：“プレキャストコンクリート連続合成はりの力学的挙動に関する研究”土木学会論文報告集，№206，1972. 10

図 - 7 - 1 S ・ M 法

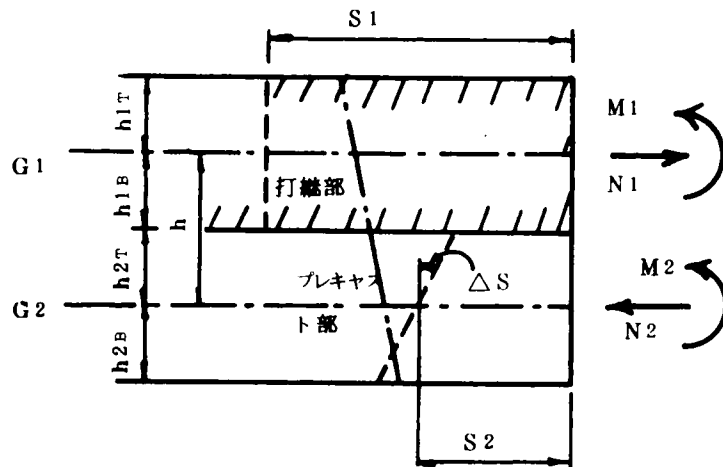
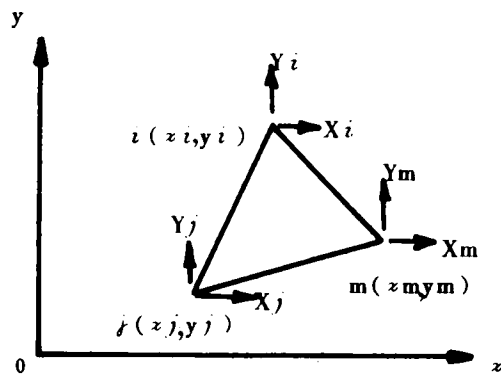


図 - 7 - 2 F ・ M 法



2



図 7-4 拘束応力

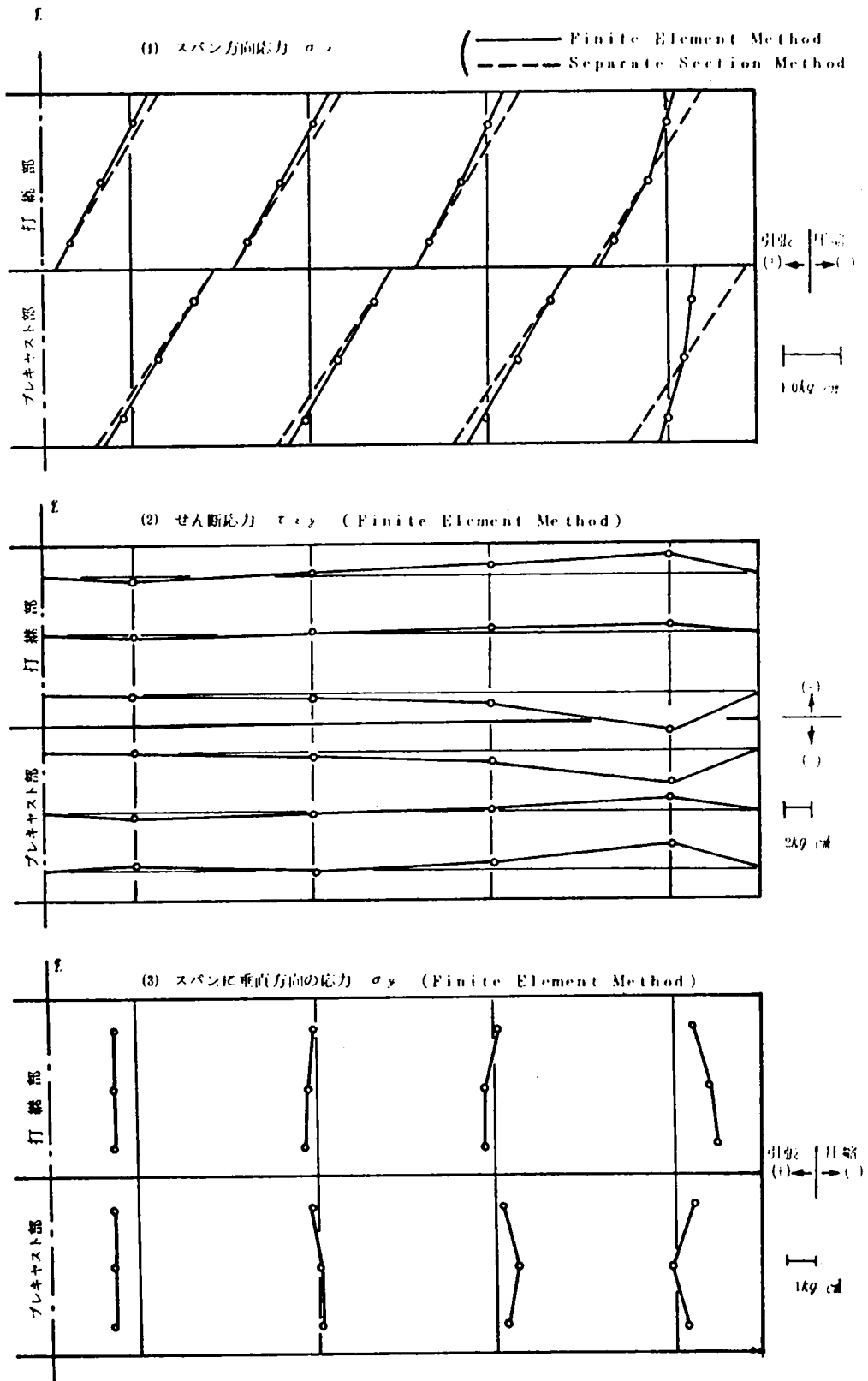


図 7-5 合成断面のひずみ分布

(打継後28日経過時)

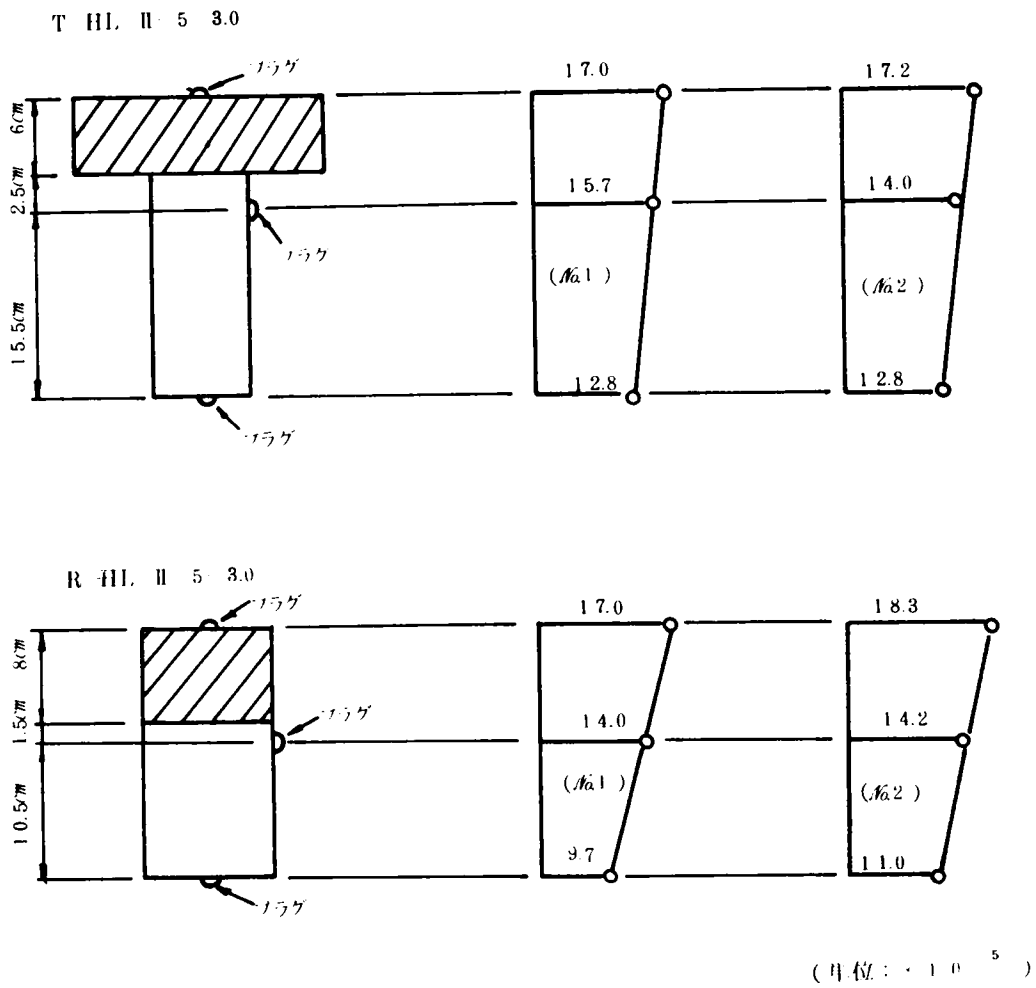


図 7 6 断面力

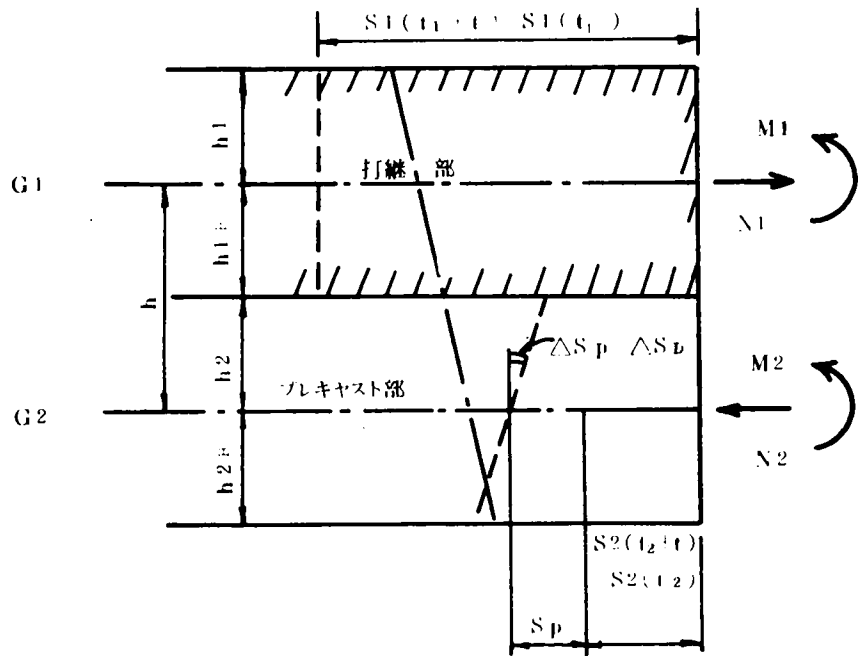


図 7-7 拘束応力の分布

(1) 2 乾燥収縮+フレステレス ($b_1 \times b_2 = 10 \times 10 \text{ cm}$, $b_2 = b_1 = 10 \times 10 \text{ cm}$)

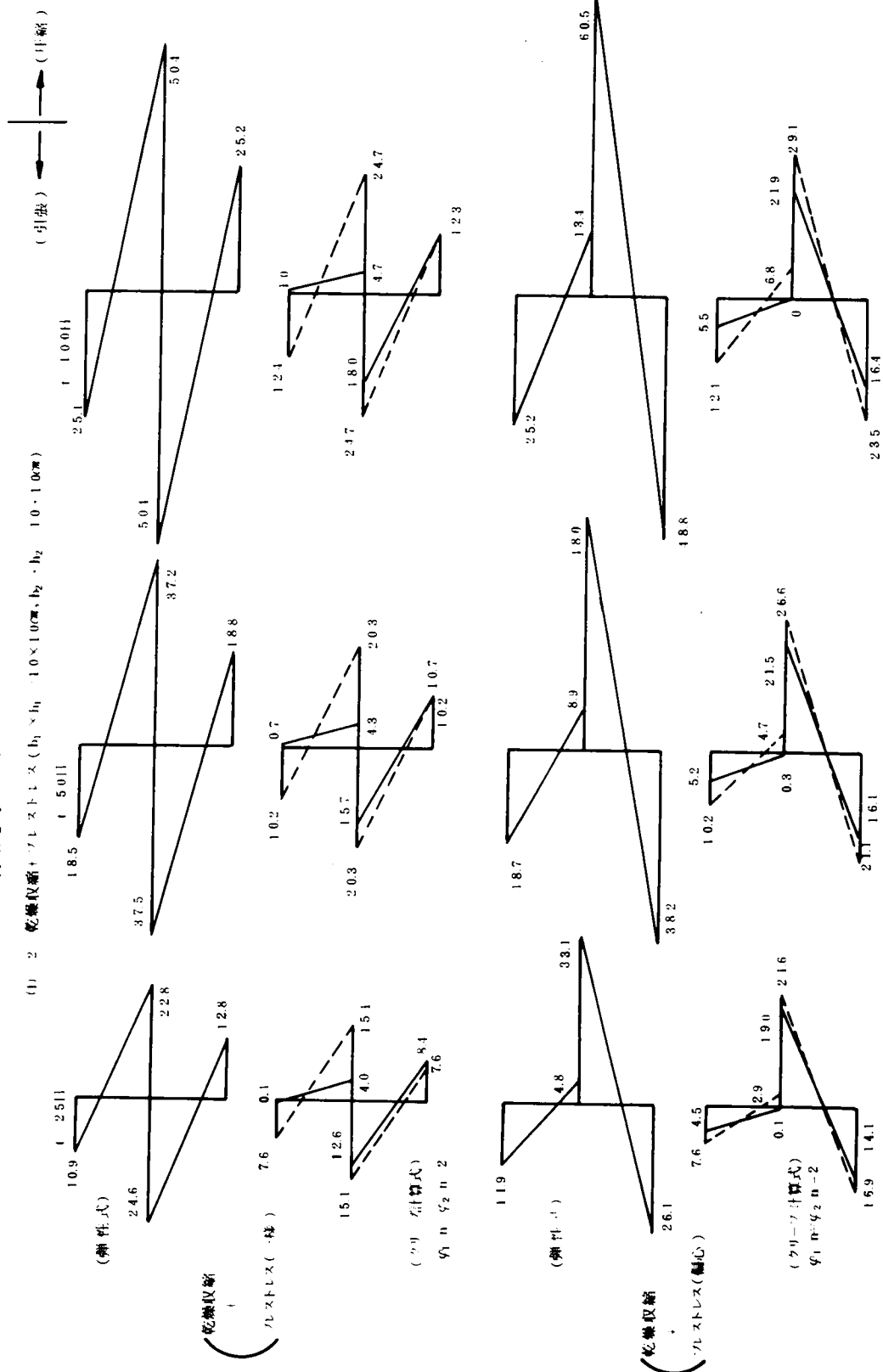


図 7-7 拘束応力の分布

(2) 1 乾燥収縮のみ ($b_1 \times h_1 = 10 \times 5 \text{ cm}$, $b_2 \times h_2 = 10 \times 15 \text{ cm}$) (引張) (圧縮)

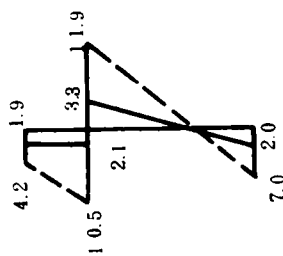
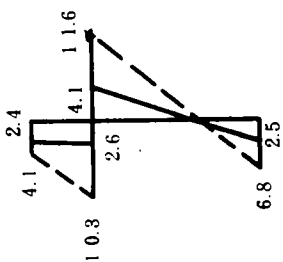
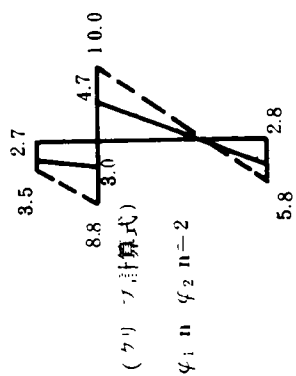
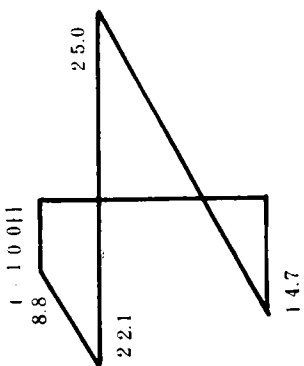
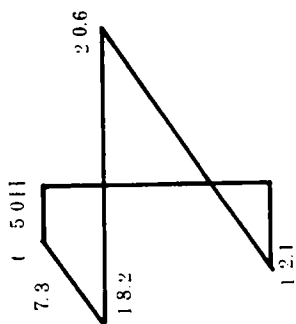
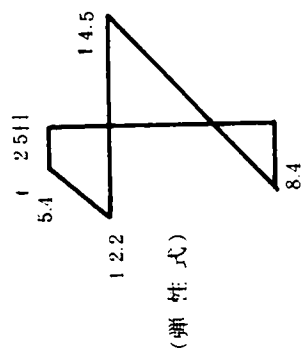


図 7 7 拘束応力の分布

(2)-2 乾燥収縮+ストレス ($b_1 \times b_2 = 10 \times 5 \text{ cm}$, $b_2 \times b_2 = 10 \times 15 \text{ cm}$) (引張) \rightarrow (圧縮)

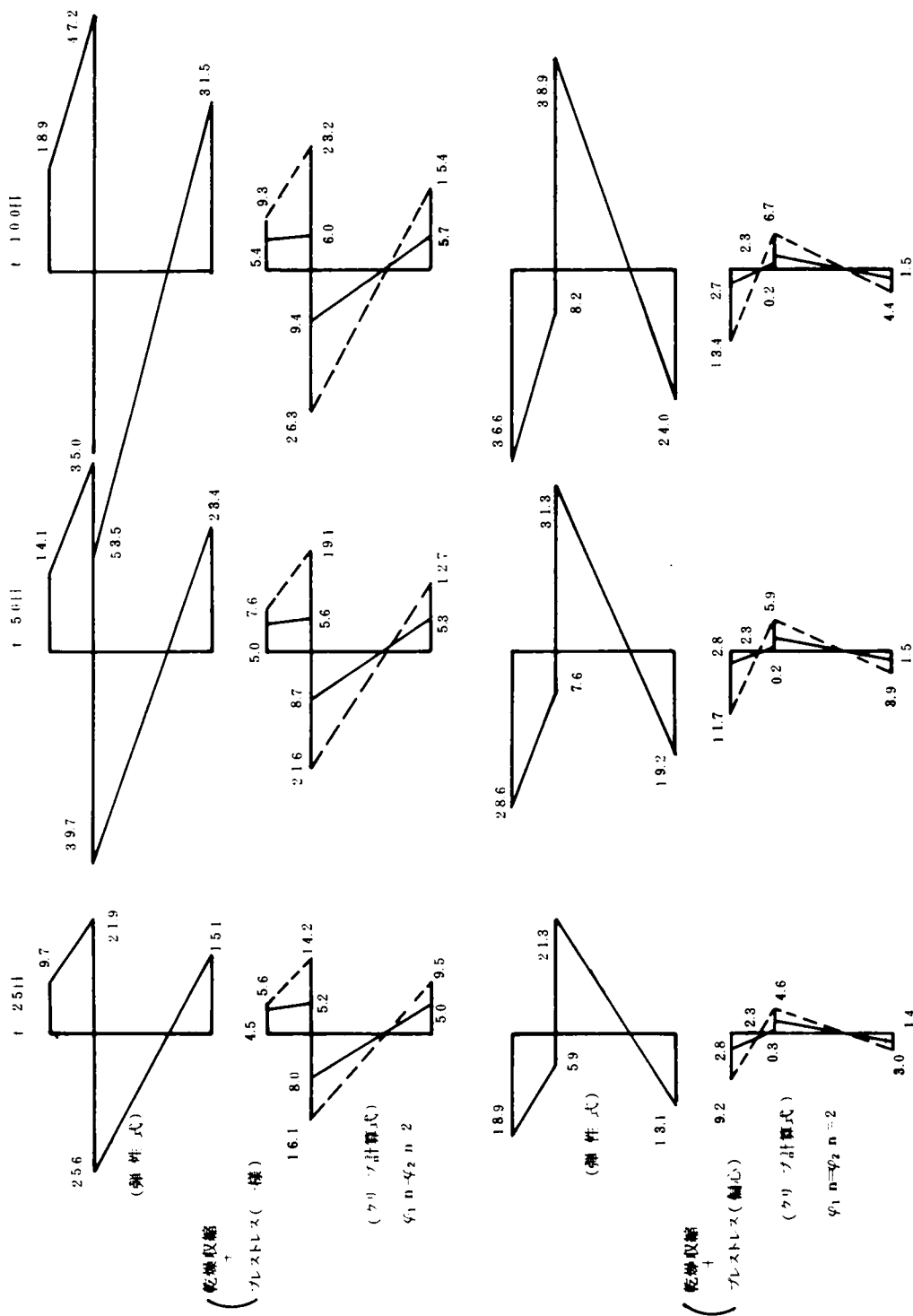


図-7-7 拘束応力の分布

(3)-1 断面の影響について

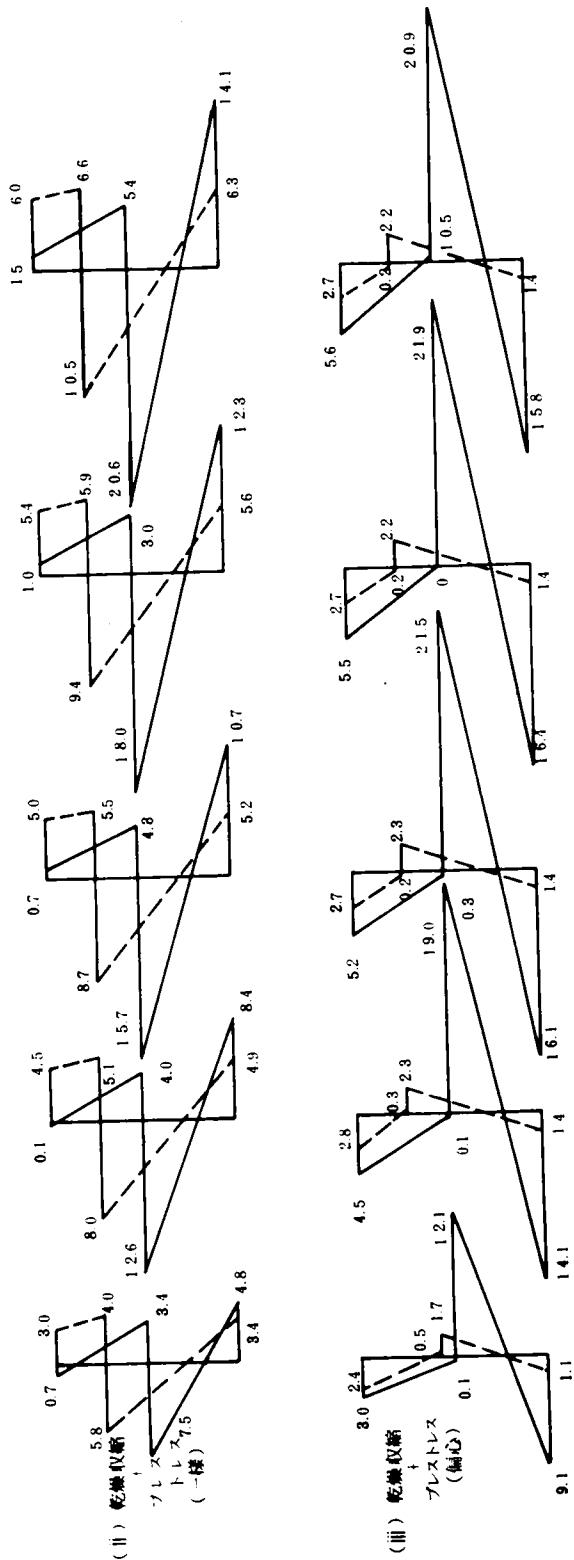
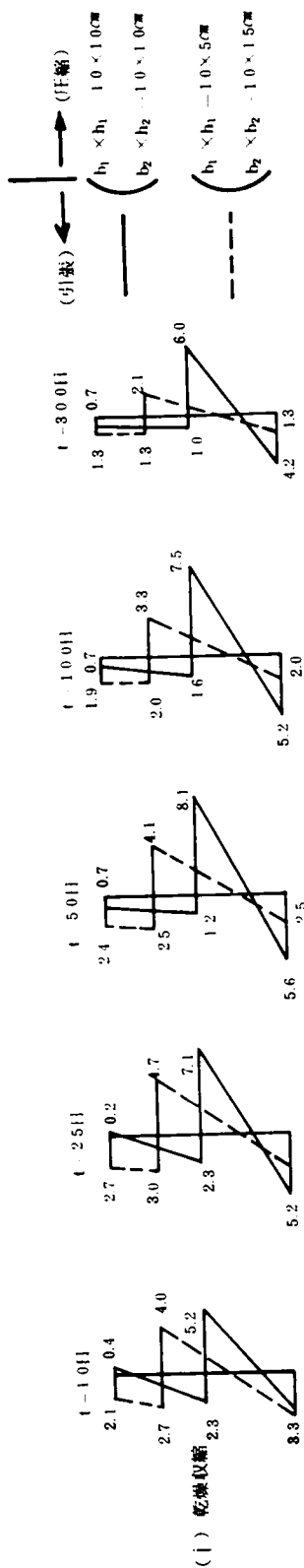


図 7 7 拘束応力の分布

3)→2 両コネクタの弾性係数の相異の影響について

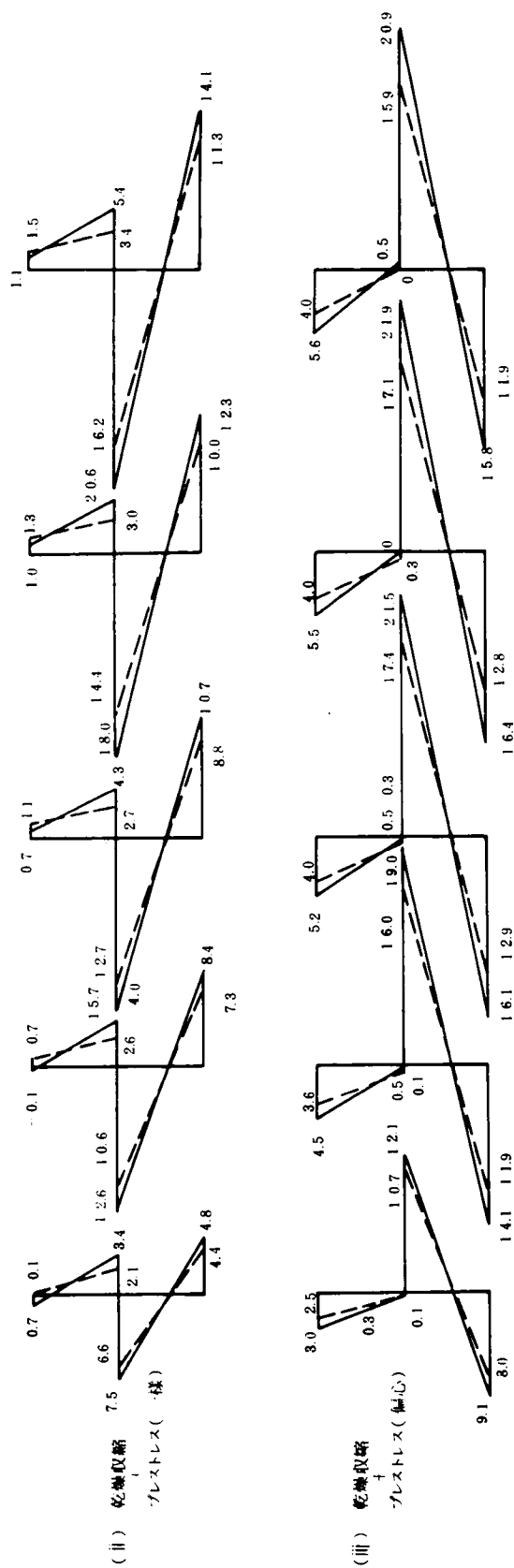
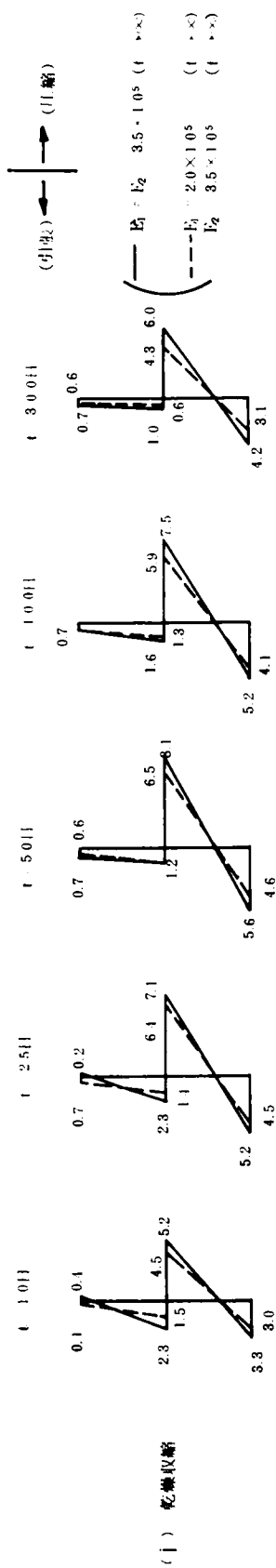
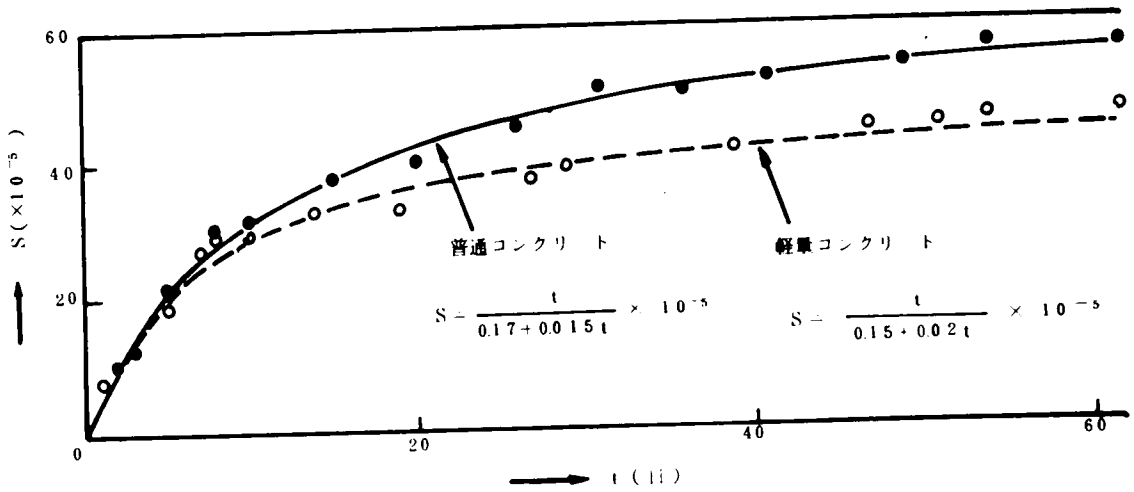


図 7-8 乾燥収縮ひずみとクリープ係数

(1) 乾燥収縮ひずみ～時間



(2) クリープ係数～時間

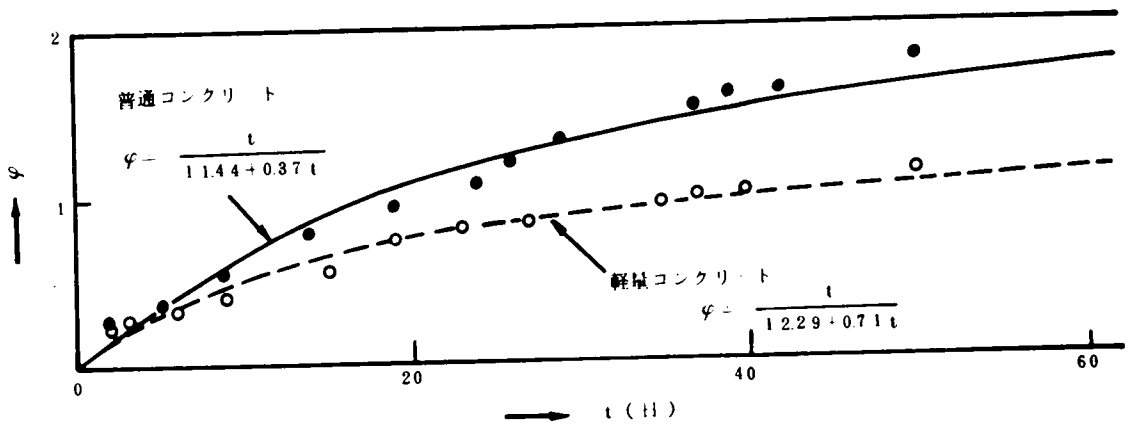


図 7 9 供試体の断面・寸法

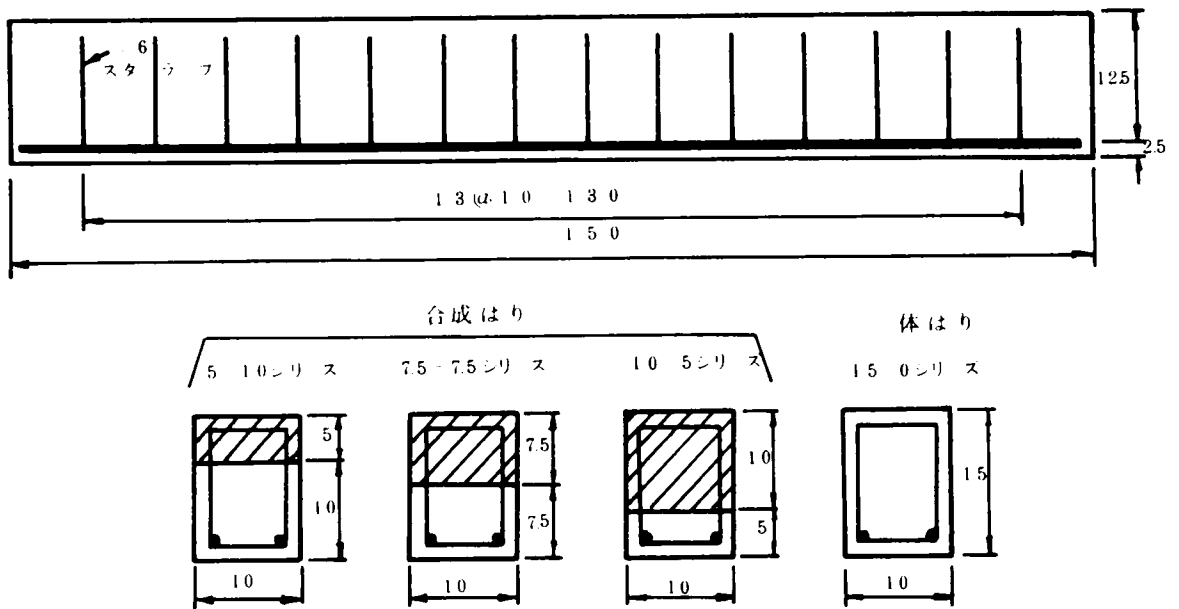


図 7 10 載荷方法

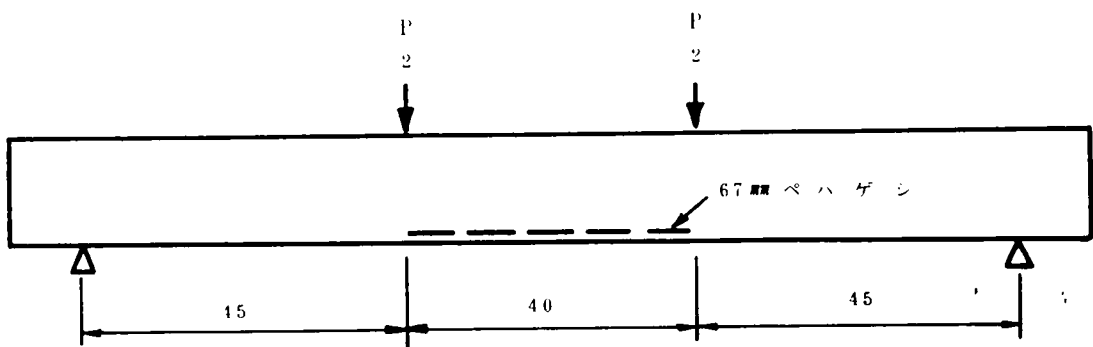
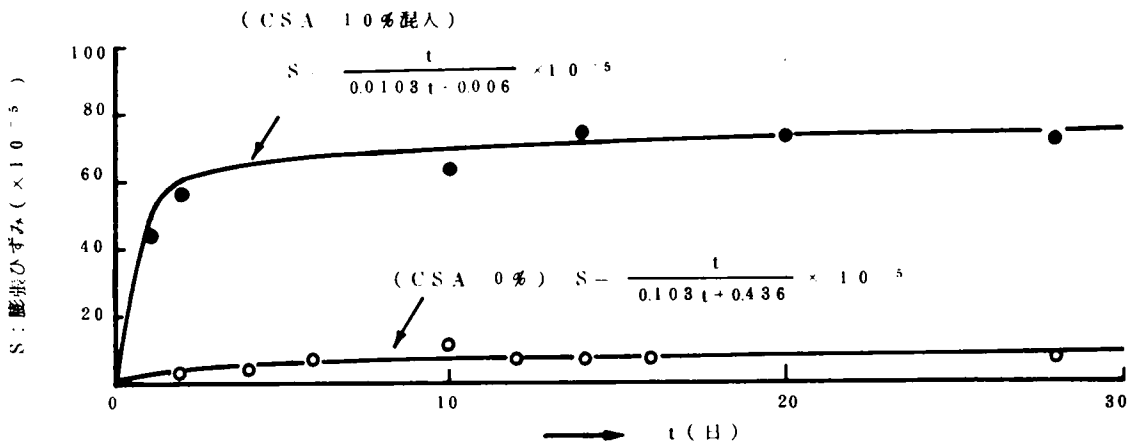


図 7-11 膨張ひずみとクリープ係数

(1) 膨張ひずみ～時間 ($S \sim t$)



(2) クリープ係数～時間 ($\varphi \sim t$)

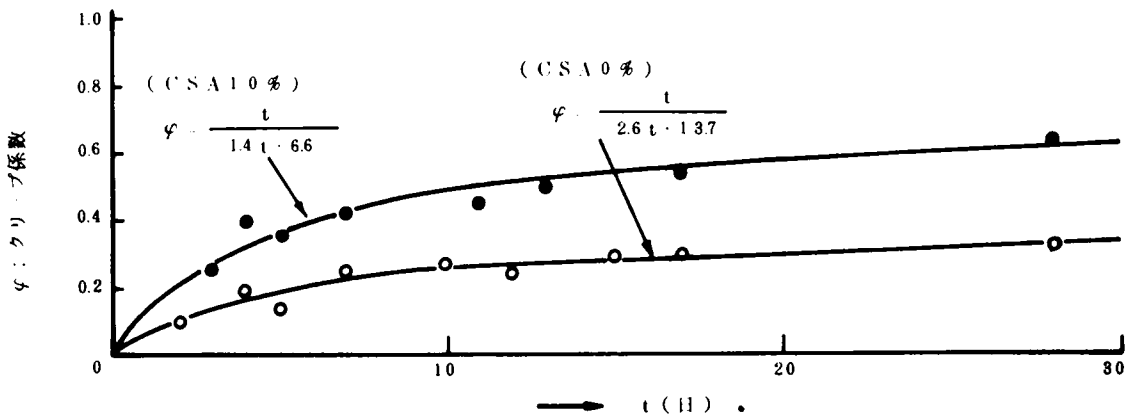
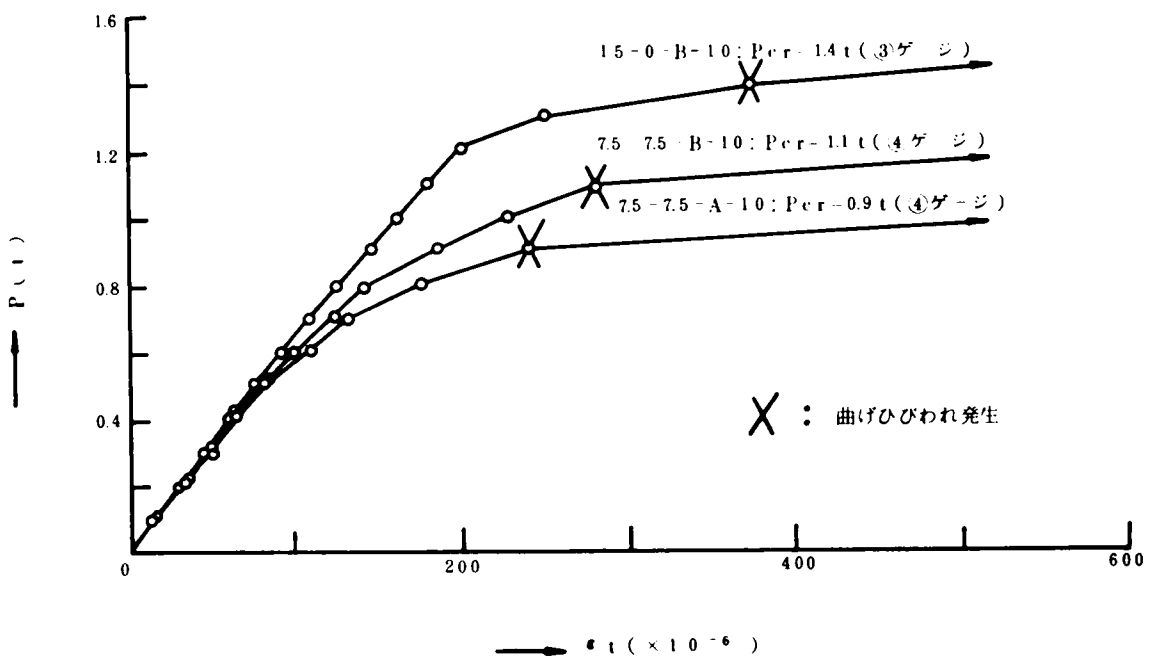
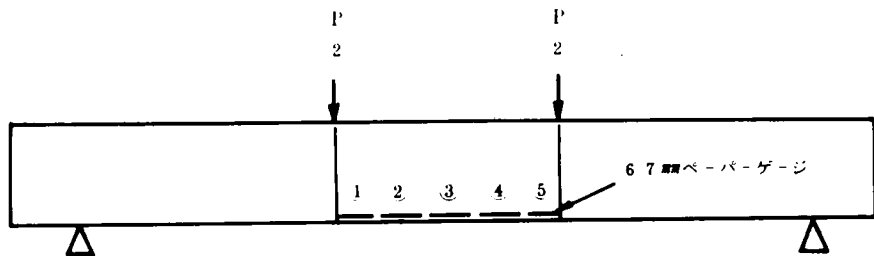
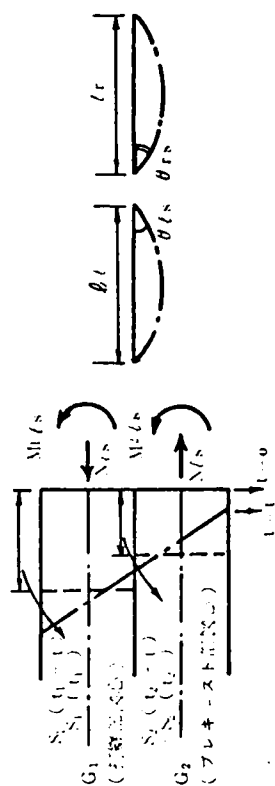


図 7-12 荷重とプレキャスト部下縁の引張ひずみ

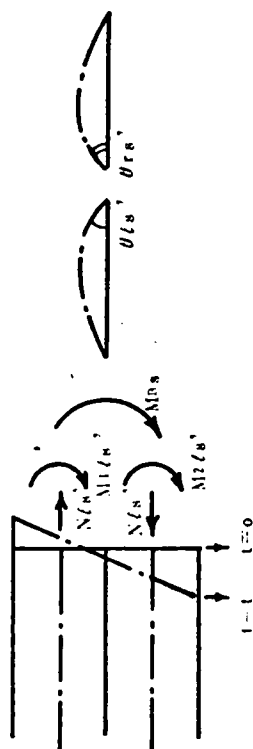


(1) 乾燥収縮ひずみによるもの

連続合成はりの乾燥収縮ひずみによる断面力とたわみ角

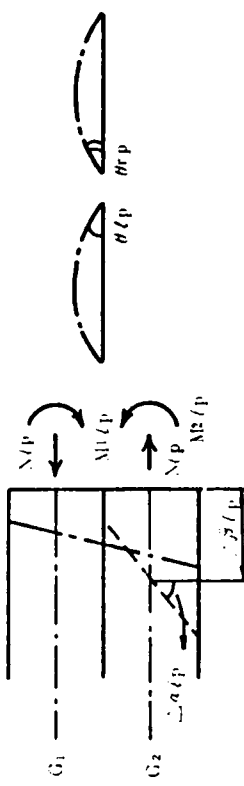


不静定モーメント (M_{RS}) による断面力とたわみ角

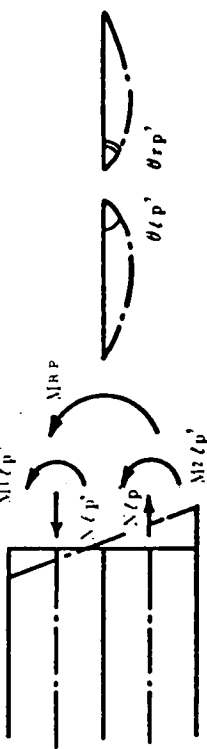


(2) プレストレスによるもの

連続合成はりで、プレキャスト部プレストレスひずみの影響による断面力とたわみ角

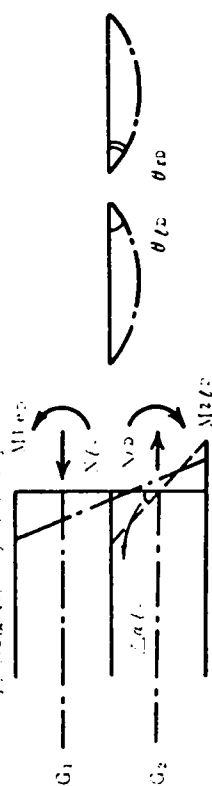


不静定モーメント (M_{RP}) による断面力とたわみ角



(3) 自重によるもの

連続合成はりで、プレキャスト部にかかる全自重による回転ひずみの影響による断面力とたわみ角



不静定モーメント (M_{RD}) による断面力とたわみ角

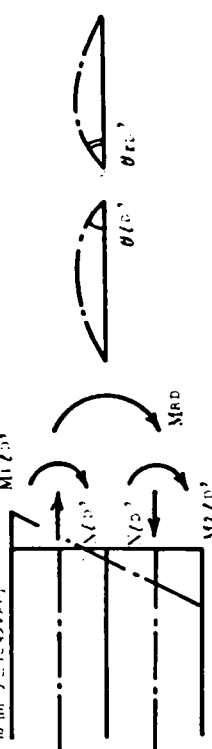


図 7 14 試験桁 (Nattokによる)

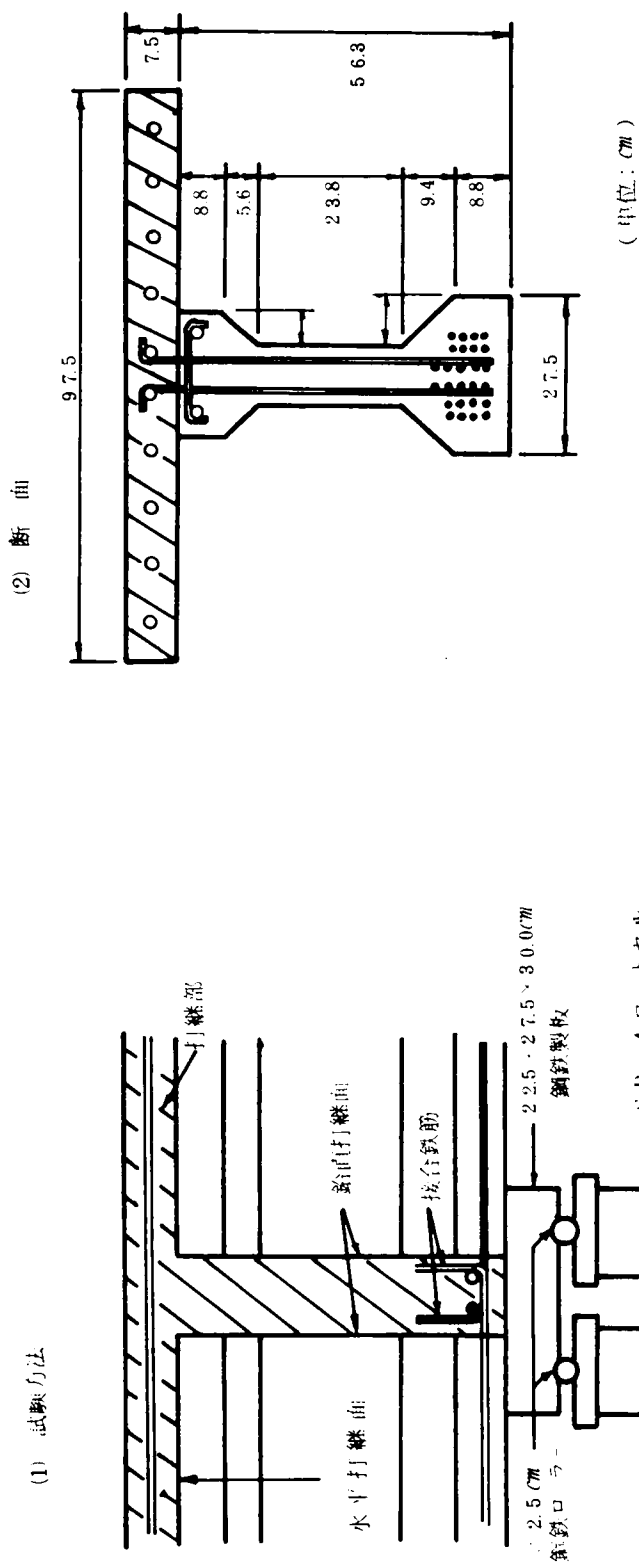
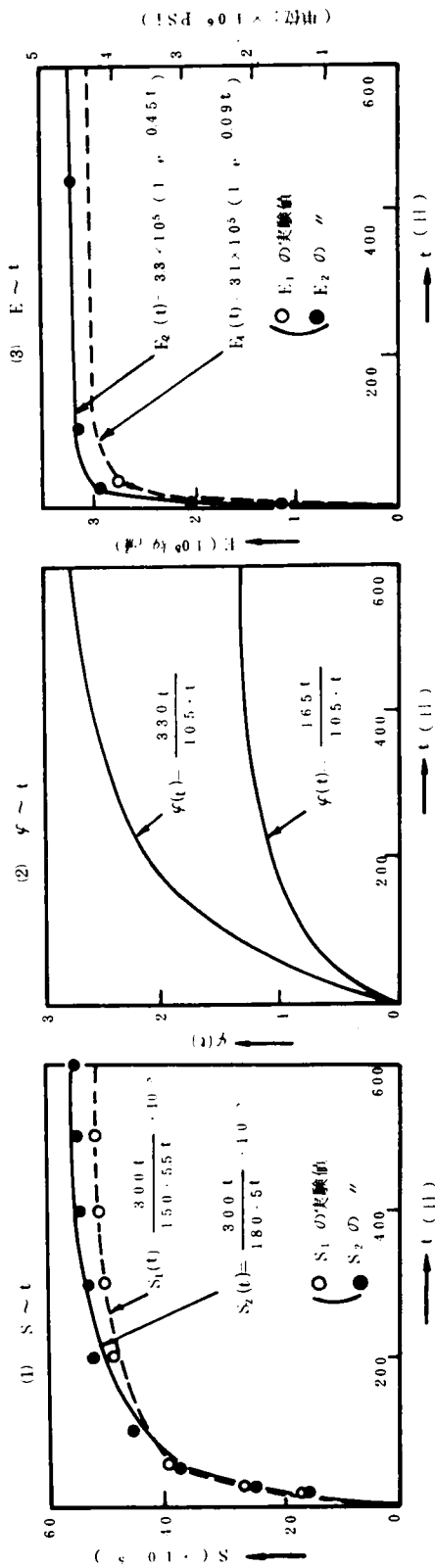
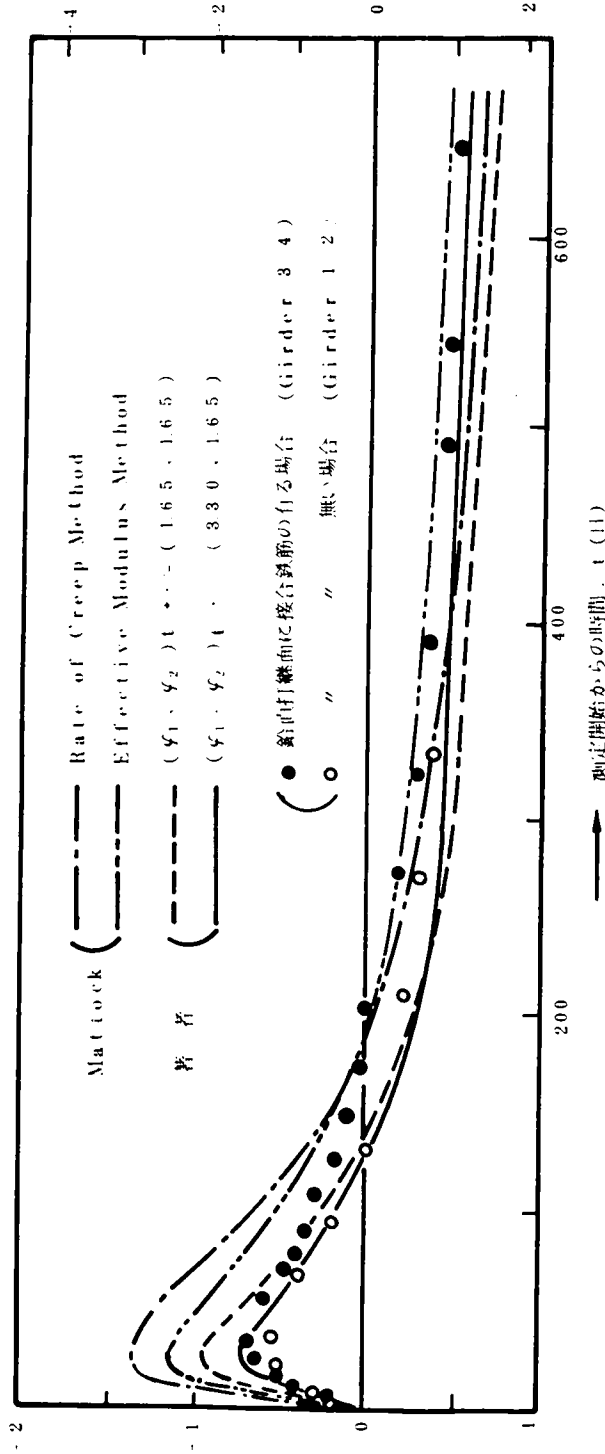


図 7 15 試験布に用いられたコンクリートの諸性質



中間支座反力 (ton)

負 → 正 →

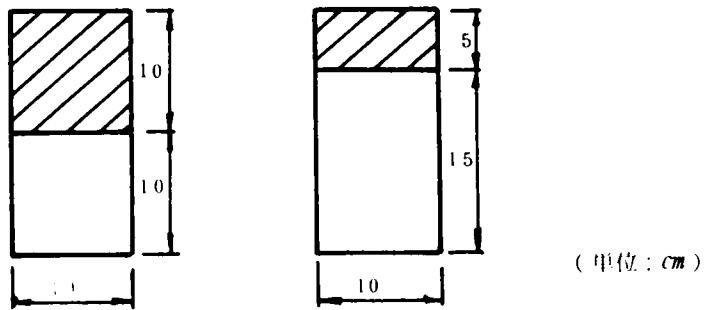


(単位: Kips)

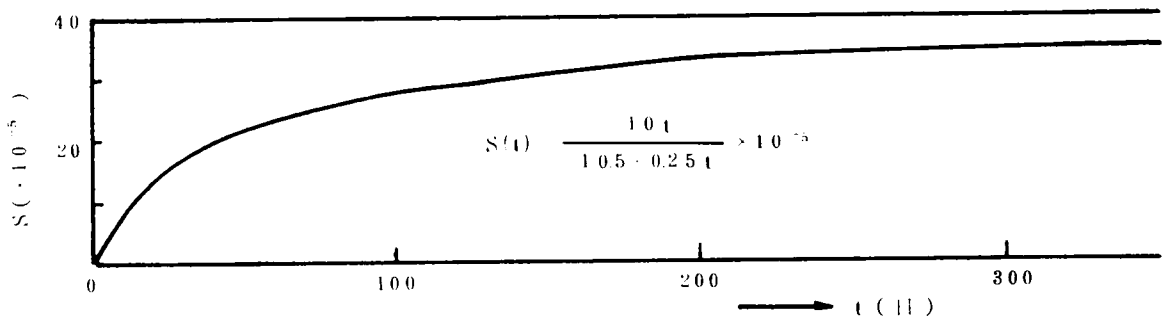
図 7 16 不静定モーメント (M_R) の変化の様子 (中間支座反力で表わす)

図 7-17 二次的不静定モーメントに対する数値計算の条件

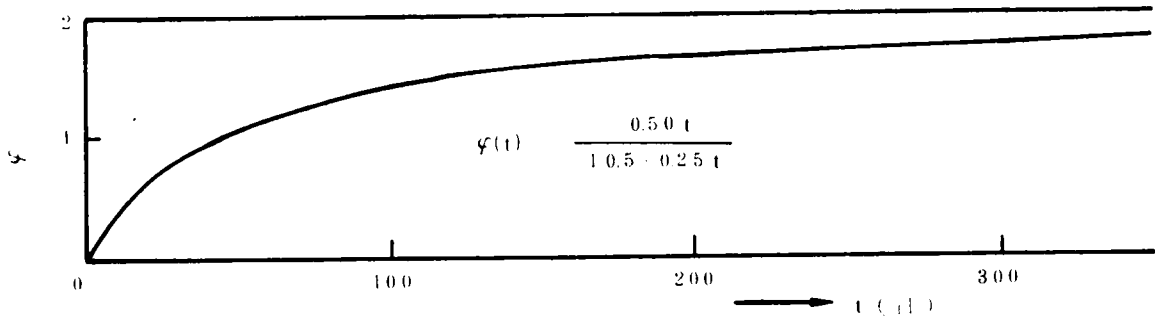
(1) 断面形状



(2) 乾燥収縮～時間



(3) クリップ係数～時間



(4) 弾性係数～時間

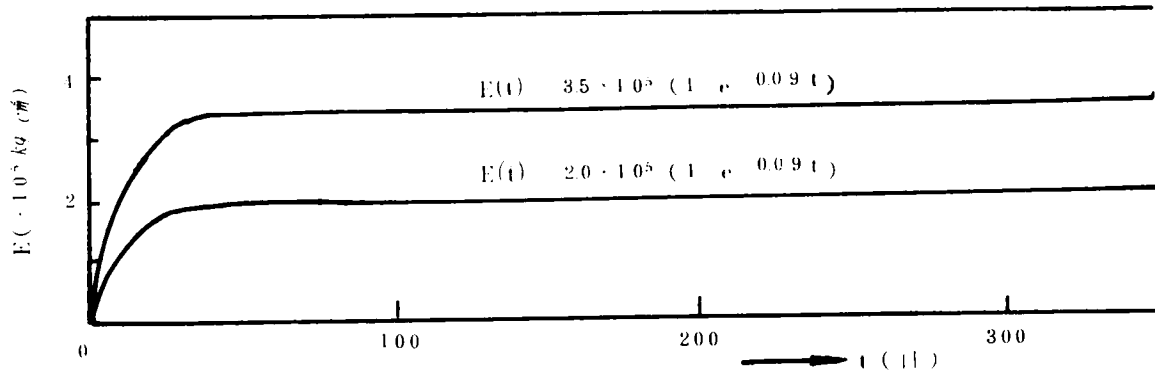
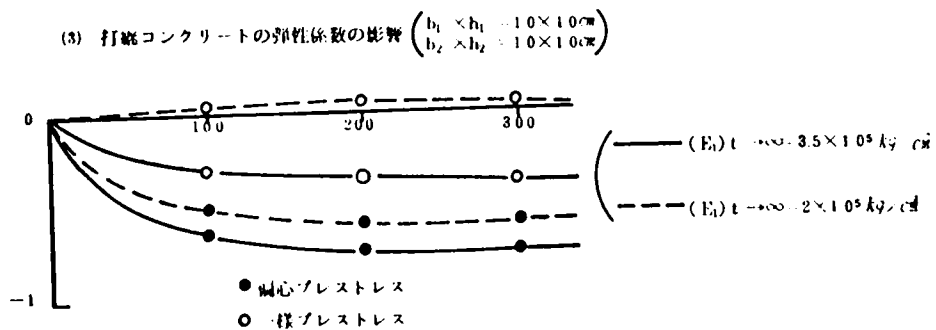
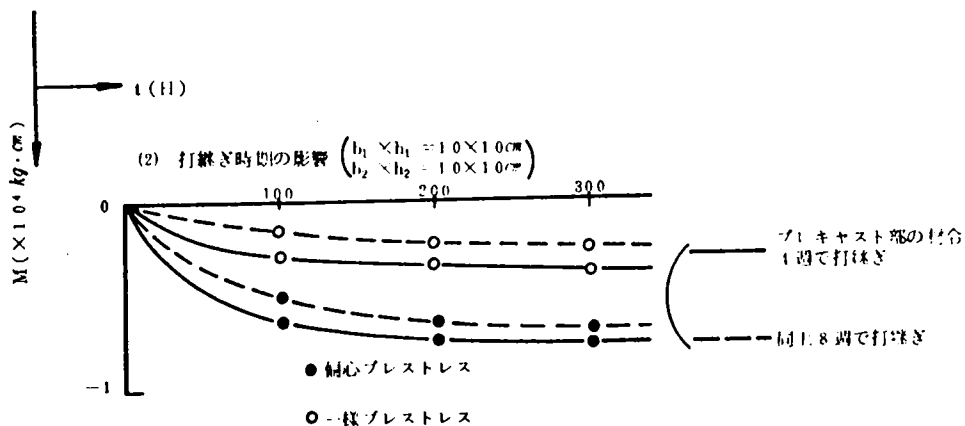
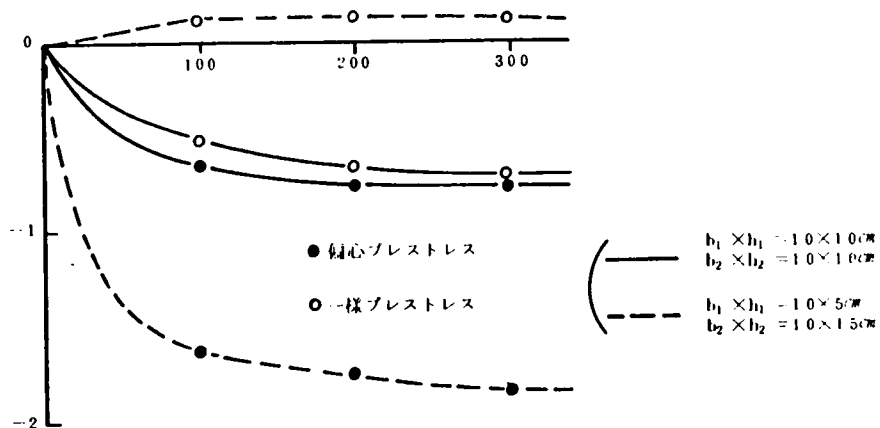


図 7-18 二次的不安定モーメントと各因子との関係

(1) 断面の影響



第8編 結 論

本研究は、プレキャスト部材を利用したコンクリート合成はりを主にとりあげ、プレキャスト部材相互を接合したはり構造についても若干触れるとともに、それらの設計上の問題点を明確にした上で、一連の試験を実施することによって解明せんとしたものである。これと同時に、一体はりに対する既往の理論式のこの種の構造の解析への適用性を論ずるとともに、解析にあたっての基本的考えとその方法を提示したものである。

本論文では、まず第1編で既往の研究成果を述べ、第2編以降において (1)合成はりの打継面 (第2編) ならびにプレキャスト部材相互を接合したはり構造の接合面 (第6編) に関する基礎的特性、(2)合成はりの曲げ特性ならびに変形特性 (第3編、第4編)、(3)プレキャスト部材の連続はりへの利用 (第5編、第6編の3章)、(4)合成はりに及ぼす乾燥収縮とクリープの影響 (第7編) を取扱っている。以下に本研究よりえられた結果を系統的に取りまとめ、本論文の結論とする。

第1は合成はりの打継面、あるいはプレキャスト部材相互を接合したはり構造の接合面に関するものである。これらがこの種の構造物全体の挙動を支配するといつて過言ではなく、その基礎的特性を十分に把握しておくことはきわめて重要である。

まず最初の合成はりのプレキャスト部と打継部間に存在する打継面 (水平打継面) に関して、第2編でその面に作用するせん断応力とずれ量、ならびにずれ破壊耐力 (打継面の付着破壊) などについて考察した。

著者は、まず打継面に作用するせん断応力とずれ量を測定することによって、せん断応力の算定に関するずれを無視した現行の設計式 (式 (2-1)) の適用範囲を検討した。これは既往の研究では明確にされていない点であるが、きわめて重要な問題である。その結果、打継面におけるずれの最大値はせん断スパンのはば中央位置に生じ、これが $30 \times 10^{-3} \text{ mm}$ 程度以下の荷重域では実用的には十分の精度で現行の設計式の適用しうることが明らかとなった。しかし、ずれ量がそれ以上の荷重域になると、以前の荷重域に較べて荷重の増加に対するせん断応力の増加が著しく小さくなり、せん断応力が荷重の大きさに正比例することになる設計式では過大なせん断応力を算定することを指適した。従来の多くの研究では、上記のずれ量が $30 \times 10^{-3} \text{ mm}$ を越えてずれ破壊に至る荷重域においてもこの設計式を適用しているが、上の理由によってこれは適当でないこと、とくにずれ破壊時における打継面のせん断強度はずれを無視した設計式を用いて求めた値の85%程度とするのが妥当であることを示した。

また、ずれ量が $30 \times 10^{-3} \text{ mm}$ 程度以上の荷重域になると、たわみの急激な増大を招くこと、すなわち一体性が著しく損なわれることが確認された。

そこで、著者は与えられた荷重、すなわちせん断力のもとで、合成はりのスパン上の任意点における打継面のずれ量とせん断応力を関係づける基礎式(式(2-10)、式(2-24))を提案し、これにもとづいてずれ破壊に至るまでのずれ量ならびにせん断応力を解析した。

まず、合成はりの打継面において測定したせん断応力とずれ量の関係を用いて、上の基礎式から荷重とずれ量、ならびに荷重とせん断応力の関係を計算して試験結果と対比検討した。その結果、上式が荷重の増大にともなうずれ量ならびにせん断応力の変化を数式的に表現しうるものであることを示した。

上の基礎式を合成はりの打継面の設計に有効に利用するためには、合成はりの打継面におけるせん断応力とずれ量の関係を合理的にしかも簡単に表わすせん断試験方法を確立することが必要である。

そこで、その1つとして押抜きせん断試験(Push-off Test)について検討した。従来この試験によって与えられているせん断応力とずれ量の関係は、せん断応力としては平均せん断応力(荷重を全打継面積で除したもの)が採用され、一方ずれ量は付着長の中央位置で測定されている。押抜きせん断試験体において打継面のせん断応力を測定した結果、付着長の中央位置におけるせん断応力はほぼ平均せん断応力に等しく、最大応力はこれより10%程度大きいことが認められた。したがって、せん断応力とずれ量の関係を表わす方法として、上の方法はかなり意味をもつものである。そこで、この関係を用いて、同一の打継面処理を施した合成はりのずれ量を著者の提案した上記の基礎式によって計算したところ、支点に近い領域を除くと実験値とかなり良く合致すること、とくに荷重と最大ずれ量の関係は良く説明できることが示された。したがって、この方法ははりの合成挙動を定量的に示す上で有効な手掛りを与えるものであろう。

合成はりに特有な欠点として、打継面におけるずれ破壊が曲げ破壊に先行することがある。合成はりでは、このようなおそれのないように設計しておくことが最も重要である。このために、載荷試験の結果によって明らかとなった打継面の特性を考慮に入れ、前述の基礎式を利用したずれ破壊耐力の計算法を提案し、多くの合成はりの試験値と対比考察した。その結果、計算上の仮定にはさらに検討を要する点もあるが、かなり精度よくずれ破壊耐力を推定することができ、合成はりの破壊安全度の検討に十分に用いることができるものであることが示された。ずれ破壊を防止するのに必要なシアコネクター筋の最小量は打継面の粗滑、コンクリートの強度などにも関係し、それを一義的に規定しうるものではないが、その量の概略値はこゝで提示した方法によって求めることができる。なお、打継面には少なくともワイヤブラシ処理程度の凹凸を設けておくことが望ましく、コテで平滑に仕上げた状態で打継いた場合は粗面の場合に較べてシアコネクターの効果もかなり減少することに留意すべきである。

本研究では、自重の軽減を主目的として打継部に軽量コンクリートを使用した合成はりも取扱い、打継面におけるせん断特性を考察した。それによると、同一圧縮強度の普通コンクリートを打継いだものに較べて、ずれ量は若干大きくなり、打継面のせん断強度は20%程度小さくなる。しかしずれ破壊耐力そのものは両合成はりではほとんど相違しないことが実験的にも理論的にも明らかとなった。

さらに、合成はりの打継面への樹脂接着剤の使用について若干の考察を加えたが、現在のところ安定した接着効果を期待することにはまだ無理がある。しかし、打継ぎコンクリートのスランプを小さくして高粘度型のエポキシ樹脂を用いた場合には、かなりすぐれた効果が期待できるようであり、今後の樹脂接着剤の利用の1方向として興味のある問題を提起している。

つぎに、プレキャスト部材間にコンクリートまたはモルタルの目地を充填した後、プレキャスト部材相互をプレストレスで圧着したはりの接合面（鉛直接合面）については、第6編の2章の研究結果から設計上以下の点を配慮する必要がある。

接合面の曲げひびわれ耐力の計算にあたっては、その面をワイヤブラシで十分に処理した場合、プレキャスト部材と目地材との付着強度（曲げ引張）は目地材の曲げ強度の60%にとって十分である。また、接合面を有するとプレキャスト部における曲げひびわれの分散性がきわめて悪く、その面に発生した曲げひびわれの拡大が著しい。このために、接合面で集中的に大きな回転が生ずるのである。

とくに、接合面が曲げモーメントとせん断力の同時に作用する位置に存在するときには、その面に曲げひびわれが発生するとほぼ同時にその曲げひびわれの先端から本体部へ急激な斜ひびわれが発生し、せん断破壊を招くことがある。構造物に著しい損傷を与えるこの斜ひびわれの発生を防止するためには、いかなる荷重のもとでもこの面に曲げひびわれが発生しないように所要のプレストレスの量を決定しておけばよい。なお、この場合の接合面の曲げひびわれ耐力は上記の付着強度とプレストレスの量から計算できる。しかしながら、この種の構造においても、一体P Cはりに対する式（6-1）（土木学会P C設計施工指針）に従って、プレキャスト部にスターラップを配置しておけばせん断破壊を防止することが可能である。また、曲げ破壊耐力は、たとえそれが目地部で生ずるものであっても、その圧縮強度がプレキャスト部の2/3程度以上の場合には、プレキャスト部の圧縮強度を用いて計算して十分である。

上記のほかに、第6編の4章においてプレキャストのR C本体部を軸方向に鉛直面で樹脂接着した後、接合用のR Cブロックを本体部の引張縁に添わせて樹脂接着する接合方法を試みた。これは接合用のR Cブロックの主鉄筋によって鉛直接合面の曲げモーメントに抵抗させることを目的としたものである。

この方法では、図-6-8のⅡ型の接合方法が適当であって、本体部と接合用ブロックの主鉄筋の重ね合わせ長を規定値（土木学会コンクリート標準示方書によるもの）以上とすれば、かなり良好な接合効果が期待できるであろう。

第2は合成はりの曲げと変形特性に関するもので、第3編と第4編においてそれぞれプレキャスト部材の上にコンクリートを打継いだもの、ならびに現場打ちコンクリート内にP C ロッドを埋め込んだものを取り扱い、それらの曲げひびわれ耐力とその発達状況、曲げ破壊耐力、曲げ応力、曲げ剛性とたわみなどを考察した。

第3編では軽量コンクリートの利用という立場も併せて、普通コンクリートのプレキャスト部材にそれを打継いだ合成はりを対象として上記の諸特性を検討した。

その結果、初期の曲げ剛性は両部のコンクリートの弾性係数の相異を考慮した換算断面の計算値に一致すること、一方曲げひびわれの発生以後は圧縮領域を占めるコンクリートの変形特性に支配されることが示された。したがって、断面の圧縮領域を軽量コンクリートとした合成はりは軽量コンクリートの一体はりに較べて、曲げひびわれ耐力の向上ならびに曲げひびわれの発生以前におけるたわみの軽減という面からは有利な型式である。しかし、上の理由によって、曲げひびわれの発生以後は発生以前ほどにたわみを軽減しえないものである。

R C 合成はりならびにグラウトを実施したP C 合成はりの曲げ破壊耐力は、一体はりに対する従来の計算式から求めたものとはほぼ合致し、この場合は特別に配慮しなければならない点はない。これに対して、グラウトを実施しないP C 合成はりでは、同様の一体はりに較べて曲げ破壊耐力が約20%低下し、設計上これを無視しえないこと、しかも曲げひびわれの分散性が悪く、ひびわれ幅の増大をきたすことなどの弊害を招くことが明らかとなった。したがって、強さと耐久性の点から考えて、とくにP C 合成はりではグラウトを実施することを提案したい。

また、軽量コンクリートが合成断面の図心軸の位置までも占める場合には、普通コンクリートの一体はりに較べて斜ひびわれによるせん断破壊耐力がかなり低下することが示された。合成断面に占める軽量コンクリートの割合がこのように大きい場合のせん断破壊耐力の推定式としては、軽量コンクリートの一体はりに対する式(3-3)(Hansonの提案式)が適当であり、その割合が小さい場合には普通コンクリートの一体はりに対する式(3-2)(ACI Building Code式)がかなり精度のよい推定値を与えるものである。

一方、第4編においてもう1つの型式の合成断面として、現場打ちコンクリート内にP C ロッドを埋め込んだものを検討した結果、次の点が明らかとなった。

現場打ちコンクリートに対する曲げひびわれ耐力は、P C ロッドのプレストレスの量と断面の大きさ、ならびにその埋め込み位置の影響を受けるものであり、P C ロッドを適切に使用することに

よって、現場打ちコンクリートの曲げひびわれ強さをRC一体断面の場合より増大させることが可能である。これとともに、適当なPCロッドの配置によって曲げモーメントに対する曲げ剛性の変化を一体PC断面に近づけることができ、除荷にともなう変形の回復性もきわめてすぐれたものとなること、さらにPCロッドに適当なシアコネクターを配置しておけば一体断面と同等の曲げ破壊耐力がえられることなど、この種の合成断面の有効性が示された。

つぎに、第3編と第4編で述べた以上の2つの型式の合成はりに対して、曲げおよび変形特性の計算方法を提示し、試験結果と比較検討した。

その結果、それぞれの合成はりに対して、曲げひびわれの発生以前と以後における曲げモーメントと曲げ剛性の関係を一体はりの実験式を準用して第3編の式(3-5)、第4編の式(4-5)で与えることによって、たわみはかなり精度よく計算できることを示した。

また、曲げ応力と曲げ剛性は、プレキャストPC部と打継部の圧縮応力～圧縮ひずみ、引張応力～引張ひずみ関係をシリンダー供試体で求めた圧縮強度と弾性係数、および引張強度を用い、さらにプレストレスを考慮して第3編と第4編で述べたように仮定することによって、上記の2種類の合成断面に対してともに比較的精度よく計算しうることを示した。とくに、PCロッドを埋め込んだ合成断面の曲げひびわれ耐力はこの方法によってはじめて合理的に求めることができるのであって、通常の弾性式ではPCロッドのプレストレス量と断面の大きさ、その埋め込み位置によるひびわれ強さの変化をうまく説明できないことを指摘した。

第3は、プレキャスト部材を利用した連続はりの設計上の諸問題を取扱ったものである。プレキャスト部材を用いた連続はりに対する種々の施工法は第1編の3章に述べたとおりで、それぞれに一長一短を有するものである。

本論文の第5編では、合成はりの型式を連続はりに応用したものととして、現場打ちコンクリート内に無応力筋(負鉄筋)またはPCロッドを配置して負のモーメントに抵抗させる連続合成はりを取扱った。一方、第6編の3章では、プレキャスト部材間にコンクリートまたはモルタルの目地を充填した後、プレストレスで接合した連続はりを取扱った。

まず最初の連続合成はりのうち、無応力筋を配置する方法は第1編の3章で述べた既往の研究で静的ならびに動的特性がある程度明確にされているようである。しかし、曲げひびわれの発生以後から生ずるモーメントの再分配やたわみの変化などを詳細に論じ、これらについて一体はりの理論式の適用性を検討したものはまだみられない。さらに、軽量コンクリートの利用の1つとして、普通コンクリートのプレキャスト部材にそれを打継いだ合成はりとは単純はりとしては1,2報告されているが、連続はりに拡張したものはないようである。

そこでまず、無応力筋の配置によって負のモーメントに抵抗させる連続合成はりにおいて、中間

支点部の基礎的特性を検討した。その結果、曲げひびわれの発生以後、その位置に存在する鉛直打継面での回転角が大きくなることが明らかとなった。ところで、中間支点部に鉛直打継面を有する連続合成はりではその無い連続合成はりに較べて、曲げひびわれの発生以後たわみがやゝ大きく中間支点モーメントがやゝ小さくなることが認められたが、これは上のことに原因することを指摘した。したがって、中間支点部に鉛直打継面を有する連続合成はりの曲げひびわれの発生以後におけるたわみならびにスパン上のモーメント分布は、厳密にはそのことを考慮して計算すべきである。しかし、一連の試験結果と比較検討したところ、無応力筋（負鉄筋）の鉄筋指数 $\rho_{sy}/\rho_c < 0.2$ の場合には実用上その影響を無視しても差しつかえなく、式（3-5）の曲げモーメント～曲げ剛性関係を用いることによって一体連続はりと同じの方法で求めることができる。

また、中間支点部に鉛直打継面を有さない場合には曲げ破壊を呈するときでも、それを有すると斜ひびわれによるせん断破壊が先行しやすい。しかし、鉛直打継部の幅が支承の幅より狭い場合は鉛直打継面の無いものにはほぼ等しい破壊耐力がえられるのである。

つぎに、普通コンクリートのプレキャスト部材に軽量コンクリートを打継いだ場合には、曲げひびわれの発生以後におけるモーメントの再分配の傾向として、一体連続はりより中間支点モーメントがやゝ大きく、スパンモーメントがやゝ小さくなることがあげられる。しかし、曲げひびわれの発生以前と以後におけるスパン上のモーメントとたわみは、普通コンクリートを打継いだものと同型の式（3-5）の曲げモーメント～曲げ剛性関係を仮定することによって十分な精度で算定するのである。一方、曲げ破壊耐力は同一圧縮強度の普通コンクリートあるいは軽量コンクリートの一体連続はりと同様である。しかし、合成断面に占める軽量コンクリートの割合が過大になると、前記の単純はりの場合と同様に、普通コンクリートの一体連続はりに較べてせん断耐力がかなり低下するので設計にあたってはこの点に十分注意する必要がある。

一方、負のモーメントに抵抗させる方法としてPCロッドの利用を取上げ、PCロッドの配置が連続はりの挙動に及ぼす影響についての基礎的研究を行なった結果、次のことが明らかとなった。

中間支点で負のモーメントを受ける現場打ちコンクリートに対する曲げひびわれ耐力は、PCロッドのプレストレスの量とその断面の大きさに影響され、それらが大きいほどその耐力が増大することが認められた。これは第4編で提案したコンクリートの塑性を考慮した計算法で定量的に求めることができるのである。これと同時に、間接的に正のモーメントに対する曲げひびわれ耐力も増大する。この面からみると、この方法は上記の無応力筋の配置によるものに較べて有利であり、連続はりへは応用しにくいとされているPC合成はりの欠点をかなり改善しうるものである。

曲げひびわれの発生にともなう生ずるモーメントの再分配やたわみも、PCロッドのプレストレスの量とその断面の大きさに影響される。これらは第5編の4章に示した曲げモーメント～曲げ

剛性の関係を用いることによって、一体連続はりと同じの手法で解析することができるのである。

また、P C ロッドに適当なシアコネクタを配置しておけば、この種の連続はりでも一体連続はりと同じの理論式を適用して求めた曲げ破壊耐力の発現が可能である。

つぎに、第6編の3章でもう一つの方法として、プレキャスト部材間にコンクリートまたはモルタル目地を充填した後、プレストレスで圧着することによって接合した連続はりを取り上げ、接合面の位置、プレストレスの量、スターラップの配置などこの種の構造で問題となる要因を考察した。

本研究の結果によると、中間支点の位置に接合面を設けた場合は、変曲点に設けたものおよび一体はりに較べて曲げひびわれの発生以後における荷重域では中間支点モーメントがやゝ小さく、たわみがやゝ大きくなることが示された。これは前に述べた接合面の特性（回転角の増大）に原因するものであるが、連続はりの設計にあたってとくに配置するほどのものではない。また、第1の項目で述べた単純はりについての研究結果も併せて考えると、この種の連続はりでもせん断破壊を防止するのに必要なプレキャスト部におけるスターラップの所要量は、極限強度式から求まる曲げ破壊時のせん断力に対して式(6-1)（土木学会P C 設計施工指針）に従って決定しておけば十分である。なお、接合面をここに選んだ中間支点および変曲点以外に設けた場合は、接合面に曲げひびわれが発生するとほぼ同時にそのひびわれの先端からプレキャストの本体部へ斜ひびわれの発生する危険がある。この斜ひびわれの発生を防止するためには、第1の項で述べた方針に基づいてプレストレスの量を決めておけばよいと考えられる。

第4は合成はりに及ぼす乾燥収縮とクリープの影響に関するもので、第7編で詳述したとおりである。これらに起因する拘束応力や2次の不静定モーメントが単純合成はりならびに連続合成はりの曲げひびわれ耐力などに影響することは、第1編で述べた既往の研究でもすでに指摘されており合成はりではきわめて重要な問題である。

著者はまず単純合成はりの拘束応力と反り変形に着目し、弾性的解法として有限要素法をこの問題に適用した結果と、断面力のつりあいとひずみの適合条件を用いて平面保持の仮定から解く従来の代表的解法によるものとを比較した。その結果、収縮差応力(Differential Shrinkage stress)と呼ばれているスパン方向の拘束応力ならびに合成はりの下縁の反りたわみは両方法でかなり良く合致することを示した。一方、従来から指摘されながら明確でなかったこの場合の打継面のせん断応力は、有限要素法によって求めることができ、合成はりの両端部領域で著しく大きく中央にいくにしたがって急激に減少する分布を呈することが明らかとなった。また、従来この解法においても平面保持則が仮定されている。これについては既往の試験ならびに著者の試験でも実証されたが、有限要素法によってはりの両端部領域を除くこの仮定の妥当性が理論的にも裏付けされた。

つぎに、コンクリートのクリープ現象を考慮した場合の拘束応力について考察した。

クリープを考慮し、種々の条件のもとで数値計算を実施したところ、コンクリートの弾性係数の時間的変化の取扱いによって拘束応力の分布と大きさに相違があり、とくに打継部断面において著しいことが示された。さらに、打継部を普通コンクリート（普通ポルトランドセメントの使用）ならびに膨張コンクリート（膨張性混和剤を混入した普通ポルトランドセメントの使用）とした単純合成はりに対して載荷試験を実施し、その曲げひびわれ耐力に基づいて各計算法による拘束応力を検証した。その結果、クリープを考慮して求めた計算値は試験値とかなり良く合致すること、さらにこの場合弾性係数の時間的変化を考慮した方がより合理的であることが示された。また、合成はりの曲げひびわれ耐力の面からみると、膨張コンクリートの打継ぎは有効であることを明らかにした。

つぎに、乾燥収縮ひずみとクリープひずみによってもたらされる前記の反り変形が中間支点で拘束される結果として生ずる連続合成はりの2次の不静定モーメントに関して、著者は打継部とプレキャスト部のクリープ特性の相異とコンクリートの弾性係数の時間的変化を考慮に入れた解法を提案した。そして、代表的な他の解法と著者の解法によってこの2次の不静定モーメントを計算し、試験値と比較した。その結果、上の2点を考慮しないものに較べて、著者の解法が試験値とかなり良く合致することを明らかにした。

また、単純合成はりの拘束応力と連続合成はりの2次の不静定モーメントに関して種々の条件下で数値計算を行ない、その結果に基づいて合成はりの設計上乾燥収縮とクリープの取扱いに関する注意点も挙げた。